

Anejo N° 3

Cálculos estructurales

Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York (USA)

ÍNDICE

1. Generalidades (Ricardo)	Pag.3	3. Acciones (Ricardo)	Pag.9
1.1. Objeto del presente anejo	Pag.3	3.1. Normativa aplicada	Pag.9
1.2. Condicionantes y limitaciones	Pag.3	3.1.1. Cimentación	Pag.9
1.3. Alcance	Pag.3	3.1.2. Superestructura	Pag.9
1.4. Descripción general de la estructura	Pag.3	3.2. Acciones permanentes	Pag.9
1.4.1. Concepción estructural	Pag.3	3.2.1. Peso propio	Pag.9
		3.2.2. Cargas muertas	Pag.9
		3.2.3. Carga tabiquería	Pag.9
2. Bases de cálculo (Ricardo)	Pag.5	3.3. Acciones variables	Pag.10
2.1. Normativa y recomendaciones	Pag.5	3.3.1. Sobrecargas de uso	Pag.10
2.1.1. Cimentación	Pag.5	3.3.2. Acciones térmicas	Pag.11
2.1.2. Superestructura	Pag.5	3.3.3. Viento	Pag.12
2.2. Ambiente y recubrimientos	Pag.5	3.3.4. Nieve	Pag.14
2.2.1. Estados límite de durabilidad	Pag.5	3.4. Acciones accidentales	Pag.14
2.2.2. Recubrimiento mínimo	Pag.6		
2.2.3. Protección del acero estructural	Pag.6	4. Hipótesis de carga (Ricardo)	Pag.15
2.3. Características de los materiales	Pag.6		
2.3.1. Elementos estructurales de acero	Pag.6	5. Modelo estructural general (Ricardo)	Pag.16
2.3.2. Elementos estructurales de hormigón	Pag.7	5.1. Herramientas informáticas utilizadas	Pag.16
2.4. Coeficientes de seguridad	Pag.7	5.2. Descripción modelo empleado	Pag.16
2.4.1. Estados límite últimos (ELU)	Pag.7	5.2.1. Fase 1: Modelo preliminar	Pag.17
2.4.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales	Pag.7	5.2.2. Fase 2: Modelo con plantas rigidizadas	Pag.21
2.4.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones	Pag.7	5.2.3. Fase 3: Modelización de la piel del edificio	Pag.22
2.4.2. Estados límites de servicio (ELS)	Pag.8	5.2.4. Fase 4: Modelización del contacto cimentación - terreno	Pag.24
2.4.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales	Pag.8		
2.4.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones	Pag.8	6. Modelo estructural cimentación (Ximena Jacqueline)	Pag.25
2.5. Combinación de acciones	Pag.8	6.1. Alcance y datos previos	Pag.25
2.5.1. Estados límite últimos (ELU)	Pag.8	6.2. Normativa y recomendaciones	Pag.25
2.5.2. Estados límite de servicio (ELS)	Pag.8	6.3. Ambiente y recubrimientos	Pag.25
2.5.3. Coeficientes de combinación	Pag.8	6.3.1. Estado límite de durabilidad	Pag.25
		6.3.2. Recubrimiento mínimo	Pag.26

6.3.3. Características de los materiales.....	Pag.26
6.4. Modelo estructural.....	Pag.26
6.4.1. Herramienta informática de cálculo.....	Pag.26
6.4.2. Hojas Excel de cálculo.....	Pag.26
6.4.3. Modelo empleado.....	Pag.26
6.5. Diseño y dimensionamiento de la losa de cimentación.....	Pag.27
6.5.1. Zona del muro del núcleo.....	Pag.29
6.5.1.1. Momentos positivos.....	Pag.29
6.5.1.1.1. ELU de solicitaciones normales, caso 1.....	Pag.29
6.5.1.1.2. ELS de fisuración, caso 1.....	Pag.31
6.5.1.1.3. ELU de solicitaciones normales, caso 2.....	Pag.32
6.5.1.1.4. ELS de fisuración, caso 2.....	Pag.33
6.5.1.1.5. ELU frente solicitaciones tangenciales.....	Pag.33
6.5.1.2. Momentos negativos.....	Pag.34
6.5.2. Zona central del núcleo.....	Pag.34
6.5.2.1. Momentos positivos.....	Pag.34
6.5.2.2. Momentos negativos.....	Pag.34
6.5.2.2.1. ELU de solicitaciones normales.....	Pag.34
6.5.2.2.2. ELS de fisuración.....	Pag.35
6.5.2.2.3. ELU frente solicitaciones tangenciales.....	Pag.36
6.5.3. Zona entre pilares y muro del núcleo.....	Pag.37
6.5.3.1. Momentos positivos.....	Pag.37
6.5.3.2. Momentos negativos.....	Pag.38
6.5.3.2.1. ELU de solicitaciones normales.....	Pag.38
6.5.3.2.2. ELS de fisuración.....	Pag.39
6.5.3.2.3. ELU frente solicitaciones tangenciales.....	Pag.40
6.5.4. Zona pilares del edificio.....	Pag.40
6.5.4.1. Momentos positivos.....	Pag.40
6.5.4.1.1. ELU de solicitaciones normales.....	Pag.40
6.5.4.1.2. ELS de fisuración.....	Pag.41
6.5.4.1.3. ELU frente punzonamiento.....	Pag.42
6.5.4.2. Momentos negativos.....	Pag.42
6.5.4.2.1. ELU de solicitaciones normales.....	Pag.42
6.5.4.2.2. ELS de fisuración.....	Pag.43
6.5.4.3. Armado total dispuesto.....	Pag.43

6.5.5. Zona pilares del sótano.....	Pag.44
6.5.5.1. Momentos positivos.....	Pag.44
6.5.5.1.1. ELU de solicitaciones normales.....	Pag.44
6.5.5.1.2. ELS de fisuración.....	Pag.45
6.5.5.1.3. ELU frente punzonamiento.....	Pag.46
6.5.5.2. Momentos negativos.....	Pag.46
6.5.5.2.1. ELU de solicitaciones normales.....	Pag.46
6.5.5.2.2. ELS de fisuración.....	Pag.47
6.5.5.3. Armado total dispuesto.....	Pag.47

7. Modelo estructural forjado tipo (Ricardo).....Pag.49

7.1. Herramientas informáticas utilizadas.....Pag.49

7.2. Descripción modelo empleado.....Pag.49

7.2.1. Fase 1: Modelo preliminar.....	Pag.49
7.2.2. Fase 2: Aplicación de cargas y combinación de acciones.....	Pag.53
7.2.2.1. Diseño resistente.....	Pag.56
7.2.2.2. Comprobación de flecha.....	Pag.57
7.2.3. Fase 3: Reducción del tamaño de secciones.....	Pag.57
7.2.3.1. Diseño resistente.....	Pag.58
7.2.3.2. Comprobación de flecha.....	Pag.58

Apéndice A: Tablas de deformaciones del modelo general (Ricardo).....Pag.60

Apéndice B: Tablas de combinación de acciones (Ricardo).....Pag.62

Apéndice C: Tablas de deformaciones del forjado tipo (Ricardo).....Pag.66

Apéndice D: Resultados Steel Frame Design (Ricardo).....Pag.69

Las partes desarrolladas por cada alumno se han especificado con el nombre entre paréntesis del alumno que lo ha llevado a cabo.

Anejo N° 3

Parte desarrollada por Ricardo Moya Barberá

Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York
Concepción general, diseño estructural y construcción en altura

1. Generalidades

1.1. Objeto del presente anejo

El objetivo del presente anejo es definir detalladamente y justificar las comprobaciones que se han llevado a cabo para la verificación de los elementos que se han considerado necesarios del sistema estructural del "Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York (USA)", así como el comportamiento estructural de los diferentes elementos como del conjunto.

Todas las comprobaciones se han realizado según la normativa aplicable vigente, cuya relación se detalla en el epígrafe 2 "Bases de cálculo" del presente Anejo, o en su defecto mediante procedimientos comúnmente aceptados, los cuáles se también se detallan en el presente Anejo

1.2. Condicionantes y limitaciones

Los condicionantes y limitaciones impuestos son las que ya se han descrito en otros puntos anteriores.

1.3. Alcance

El alcance del presente anejo estructural se puede dividir en dos grandes grupos, por un lado tenemos los elementos a analizar y dimensionar y por otro las simplificaciones que se han considerado oportunas aplicar.

En lo referente al primer grupo, se ha realizado un análisis global de la estructura para entender y estudiar su comportamiento estructural y para obtener los esfuerzos necesarios para dimensionar la cimentación y para realizar las comprobaciones geotécnicas. A nivel de elementos se ha analizado y dimensionado la estructura metálica de un forjado tipo y la losa de cimentación. Por lo que los elementos del modelo general se les han asignado unas secciones sólo a modo de predimensionado.

Respecto a las simplificaciones, se ha considerado oportuno no tener en cuenta la acción sísmica en la estructura, se ha decidido simplificar la acción del viento a una carga lineal que varía con la altura, no se han tenido en cuenta efectos diferidos del hormigón, tampoco se han tenido en cuenta los efectos de segundo orden.

1.4. Descripción general de la estructura

1.4.1. Concepción estructural

Como cualquier edificio en altura, nuestro edificio trabaja como una ménsula, y como tal son las acciones verticales y transversales las que debe soportar. La respuesta que debe tener el edificio frente las acciones verticales (peso propio y sobrecargas) es la de transmitirlas hasta la cimentación de una manera eficiente y razonable, frente las acciones horizontales (viento y sismo) debe ser capaz de resistirlas y transmitir los esfuerzos generados hasta la cimentación. Cuando estos edificios se enfrentan a acciones transversales es cuando se muestra el comportamiento de ménsula, ya que la respuesta resistente frente los momentos flectores y los cortantes generados es la misma.

El esquema estructural elegido para nuestro edificio es el de tubo sobre tubo, siendo éste una evolución del esquema estructural de tubo. Este esquema estructural nace por la necesidad de disponer el núcleo de servicios (escaleras y ascensores) en el centro de la planta. La naturaleza de ambos tubos es completamente diferente, ya que el tubo exterior está formado por un entramado de columnas diagonales y de vigas horizontales metálicas donde el porcentaje de huecos es muy elevado, por otro lado, el tubo interior es un muro de hormigón armado con muy pocas aberturas. Ambos tubos están unidos por los forjados metálicos mediante uniones simplemente apoyadas.

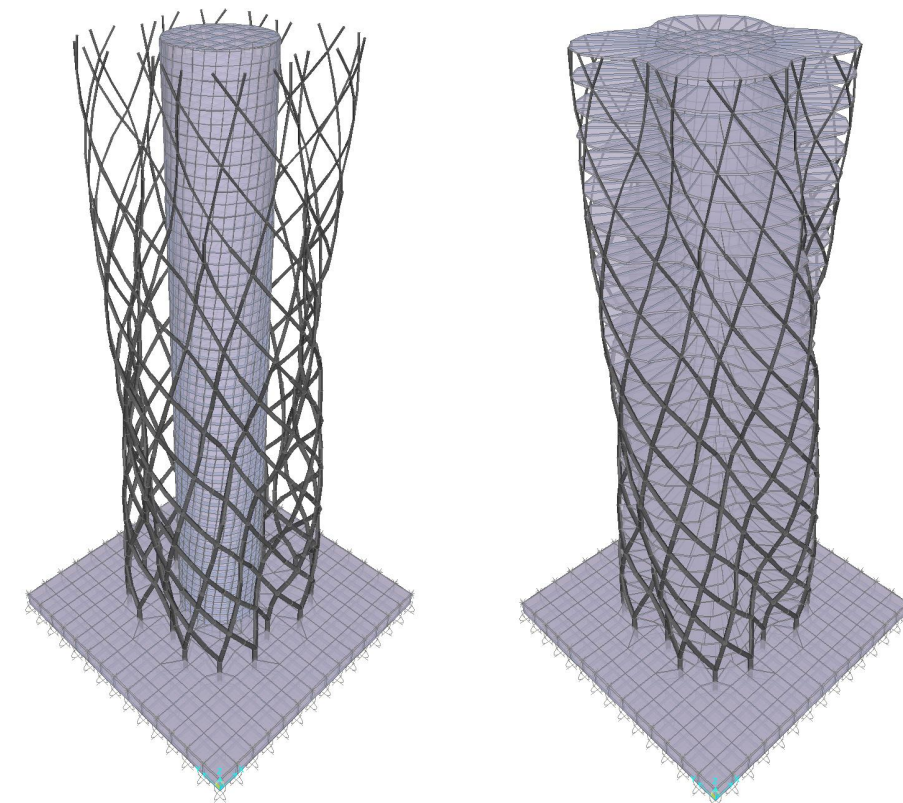


Figura 1.1. En la imagen de la izquierda podemos apreciar tanto el tubo interior de hormigón como el tubo exterior formado por entramado de barras metálicas, en la imagen de la derecha se pueden apreciar los forjados como se apoyan en ambos tubos

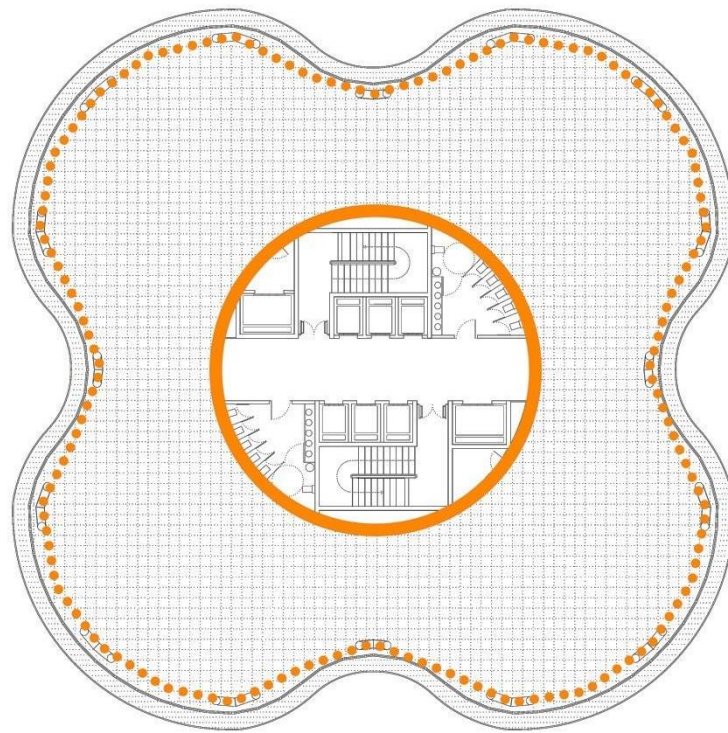


Figura 1.2. En la imagen se pueden apreciar la disposición de los tubos en planta, el trazo a puntos corresponde al tubo exterior y el trazo continuo al tubo interior

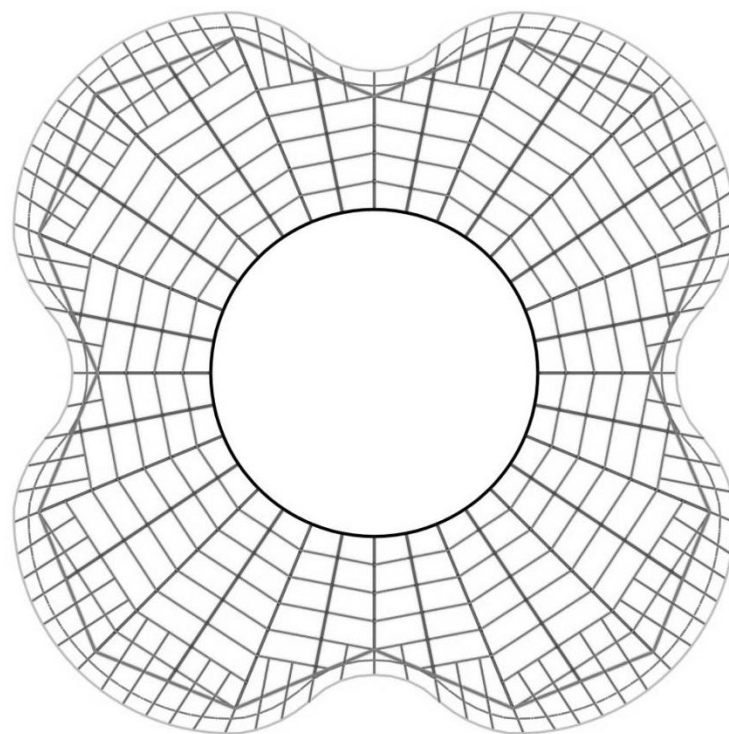


Figura 1.3. En la imagen se pueden apreciar el entramado de barras de la estructura de los forjados que unen ambos tubos

Las ventajas que presenta este esquema estructural son las siguientes:

- Esquema estructural especialmente eficaz frente flexiones y torsiones. Las torsiones se pueden generar cuando el viento no incide según los ejes de simetría del edificio.
- El núcleo interior colabora en la rigidez lateral del conjunto con un mecanismo de deformación similar al de las pantallas y además supone un soporte eficaz para los forjados.

En este esquema la deformación del edificio ante las cargas laterales es el resultado de componer los mecanismos resistentes de los dos tubos, ya que el tubo exterior es el más rígido frente a flexión (por su mayor canto) y el interior (por su menor número de huecos y por sus muros de mayores espesores) es el más rígido frente a cortante.

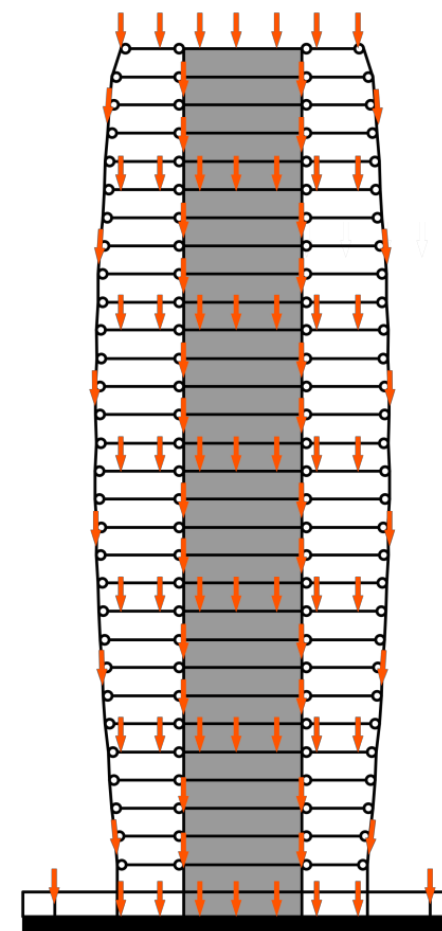


Figura 1.4. Transmisión de las cargas verticales en nuestro edificio, se puede apreciar cómo se transmiten las cargas verticales de los forjados hasta ambos tubos, y de estos hasta la cimentación.

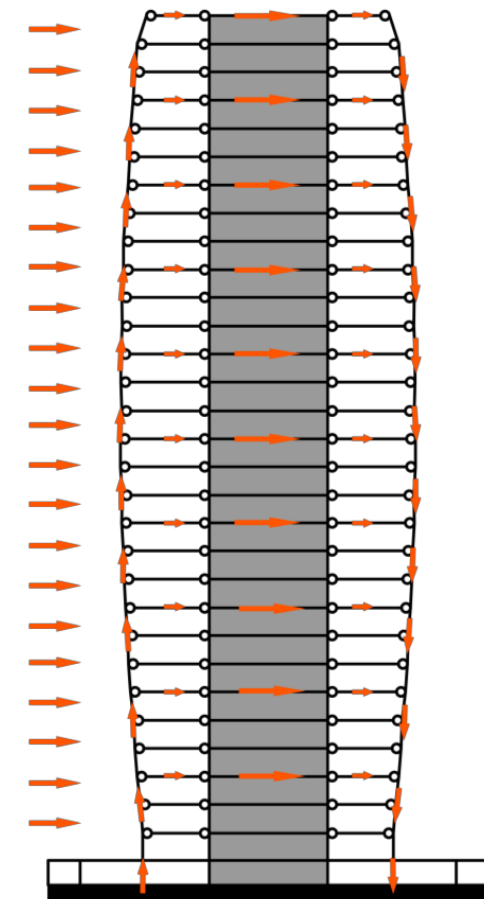


Figura 1.5. Transmisión de las cargas transversales en nuestro edificio, se puede apreciar como los esfuerzos de flexión se transmiten por el tubo exterior y los esfuerzos de cortante por el tubo interior.

2. Bases de cálculo

2.1. Normativa y recomendaciones

2.1.1. Cimentación

- Código Técnico de la Edificación: Es la normativa utilizada para valorar las acciones y las correspondientes combinaciones, por lo que los esfuerzos con los que se dimensiona la cimentación tienen su origen en esta normativa.
- Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE 08)
- Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (2009): Tanto esta normativa como la EHE 08 se han utilizado para el dimensionamiento y para las diferentes comprobaciones de la cimentación.

2.1.2. Superestructura

- Código Técnico de la Edificación: Es la normativa utilizada para valorar las acciones, las correspondientes combinaciones con sus respectivos coeficientes de seguridad y simultaneidad, y para establecer las limitaciones pertinentes para realizar las diferentes comprobaciones.
- Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de Acero (UNE-EN 1991 1-1). Esta normativa se consultado porque es la que viene implementada en la herramienta informática utilizada para los cálculos. Y lo que se ha hecho ha sido adaptar la configuración de esta normativa por la más similar posible a la del CTE.
- Instrucción Española de Acero Estructural (EAE 2011)

Nota: A pesar de ser una obra situada en Nueva York, teniendo en cuenta la finalidad académica del presente proyecto y el carácter de primera experiencia de proyecto, las normas empleadas para el mismo serán las utilizadas por los alumnos durante el desarrollo de sus estudios. Por tanto, la normativa española empleada por haber sido utilizada y explicada durante los estudios ha sido la anteriormente expuesta.

2.2. Ambiente y recubrimientos

2.2.1. Estados límite de durabilidad

En primer lugar será necesario determinar el ambiente y la clase de exposición. Por lo que según la **tabla 8.2.2.** de la EHE:

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	- Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. - Elementos de hormigón en masa.	- Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos enterrados o sumergidos.	- Elementos estructurales en sótanos no ventilados. - Cimentaciones. - Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	Ilb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	- Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. - Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. - Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km).	- Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. - Puentes en las proximidades de la costa. - Zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. - Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.	- Zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. - Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas.	- Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. - Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	- Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. - Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.	- Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. - Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. - Estaciones de tratamiento de agua.

Figura 2.1. Clases de exposición relativas a la corrosión de las armaduras, tabla 8.2.2. de la EHE

Según la EHE, la clase de exposición que debemos considerar es Ila para la cimentación, por tratarse de elementos enterrados. Como en los elementos de la superestructura el único elemento que existe de hormigón es la losa de los forjados, tendrán una clase de exposición Ilb.

Una vez obtenido el ambiente al que se verán expuestos los elementos de hormigón, en la **tabla 37.3.2.b** de la EHE podemos encontrar la resistencia mínima del hormigón. De ello se deduce que la resistencia mínima del hormigón para un ambiente Ila es de 25 MPa y para un ambiente Ilb es de 30 MPa.

Parámetro de clasificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Resistencia mínima (N/mm²)	Masa	20	—	—	—	—	—	—	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

Figura 2.2. Resistencias mínimas recomendadas en función de los requisitos de durabilidad, tabla 37.3.2.b de la EHE

2.2.2. Recubrimiento mínimo

Una vez definida la clase de exposición y la resistencia mínima del hormigón, se procede al cálculo de los recubrimientos mínimos para las armaduras de los elementos de hormigón armado. Según la EHE, el recubrimiento nominal mínimo se obtiene con la siguiente expresión:

$$r_{\text{nominal}} = r_{\text{mínimo}} + \Delta r$$

Dónde:

r_{nominal} = Recubrimiento mínimo nominal

$r_{\text{mínimo}}$ = Recubrimiento mínimo exigido por la norma

Δr = Margen de recubrimiento en nivel de control de ejecución. Del lado de la seguridad tomaremos 10 mm.

En primer lugar, debemos obtener el valor de $r_{\text{mínimo}}$, según la EHE el recubrimiento mínimo puede calcularse con la siguiente tabla:

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón (f_{ck}) [N/mm²]	Vida útil de proyecto (t_p), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 2.1. Recubrimientos mínimos (mm) para las clases de exposición I y II. Tabla 37.2.2.1.a EHE

En nuestro caso, con una vida útil del proyecto de 100 años, tenemos un $r_{\text{mínimo}} = 25$ mm, por lo tanto el recubrimiento nominal será:

$$r_{\text{nominal}} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

2.2.3. Protección del acero estructural

Para el acero estructural la protección necesaria se define con el cumplimiento del estado límite último de durabilidad, que según la EAE, en su artículo 8.2.2, y para nuestro caso en concreto, a los elementos de acero estructural les corresponde una clase de exposición relativa a la corrosión atmosférica C4, por lo que la preparación y pintura de las superficies metálicas se realizará como sigue:

- Preparación de superficies mediante granallado o chorreado con arena hasta conseguir un grado Sa 2 1/1-SIS-05900.
- Capa de imprimación con base de zinc (dos componentes, 100 MICRAS), tipo Epomix Primer Zinc o similar.
- Capa intermedia epoxi de alto espesor (dos componentes, 100 micras), tipo Epomix Intercoat Miox HB o similar.
- Capa de acabado de poliuretano alifático color blanco (dos componentes, 100 MICRAS), color RAL 6027 (sólo en caras vistas), tipo Epomix PU A/AL o similar.

2.3. Características de los materiales

2.3.1. Elementos estructurales de acero

Acero estructural S355J2

Acero estructural con especiales exigencias de resistencia, resiliencia y soldabilidad empleado en los soportes del edificio.

- Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Límite elástico: 355 MPa
- Tensión de rotura: 470 MPa.

Acero estructural S275J2

Acero estructural con especiales exigencias de resistencia, resiliencia y soldabilidad empleado en el entramado de barras metálicas que conforma la estructura de los forjados.

- Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Límite elástico: 275 MPa
- Tensión de rotura: 410 MPa.

2.3.2. Elementos estructurales de hormigón

Hormigón armado HA-30/B/20/IIa

- Módulo de elasticidad tangente a 28 días: $E = 33619 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad secante a 28 días: $E = 28576 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.2$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Densidad: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Ambiente: IIa
- Consistencia: Blanda
- Tamaño máximo del árido: 20 mm.

Acero estructural para armadura pasiva B500S

- Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Límite elástico: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Límite de rotura: $f_u = 550 \text{ MPa}$

2.4. Coeficientes de seguridad

2.4.1. Estados límite últimos (ELU)

2.4.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Según el CTE los coeficientes de seguridad de los materiales según estados de límite último son los siguientes:

- Coeficiente de seguridad del hormigón: $\gamma_c = 1,5$
- Coeficiente de seguridad del acero pasivo: $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de seguridad del acero estructural:
 - + Coeficiente de seguridad relativo a la plastificación del material: $\gamma_{M0} = 1,05$
 - + Coeficiente de seguridad relativo a fenómenos de inestabilidad: $\gamma_{M1} = 1,05$
 - + Coeficiente de seguridad relativo a la resistencia a rotura en tracción: $\gamma_{M2} = 1,25$

2.4.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Según el CTE en la **tabla 4.1** en el DB SE-AE:

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

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

Figura 2.3. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones para las comprobaciones de resistencia y estabilidad

2.4.2. Estados límite de servicio (ELS)

2.4.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Según el CTE los coeficientes de seguridad de los materiales según estados de límite de servicio son los siguientes:

- Coeficiente de seguridad del hormigón: $\gamma_c = 1,0$
- Coeficiente de seguridad del acero pasivo: $\gamma_s = 1,0$

2.4.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

El CTE no contempla coeficientes parciales de seguridad para acciones en estados límite de servicio.

2.5. Combinación de acciones

2.5.1. Estados límite últimos (ELU)

La única situación que se ha considerado para las combinaciones de acciones para estados límite últimos es la persistente o transitoria, ya que tanto la situación accidental y la sísmica no se han considerado. Por lo que el valor de cálculo de los efectos de las acciones se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

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

Siendo:

γ_G G_k , acciones permanentes, en valor de cálculo

γ_P P , acciones del pretensado, en valor de cálculo

$\gamma_{Q,1}$ $Q_{k,1}$, acción del variable principal, en valor de cálculo

$\gamma_{Q,i}$ $\psi_{0,i}$ $Q_{k,i}$, resto de acciones variables combinadas, en valor de cálculo

2.5.2. Estados límite de servicio (ELS)

Para estos estados límite se han considerado las situaciones característica y casi permanente.

- Situación característica:

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

Siendo:

G_k , acciones permanentes, en valor característico

$Q_{k,1}$, acción del variable principal, en valor característico

$\psi_{0,i}$ $Q_{k,i}$, resto de acciones variables combinadas, en valor característico

- Situación casi permanente:

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

Siendo:

G_k , acciones permanentes, en valor característico

$Q_{k,1}$, acción del variable principal, en valor característico

$\psi_{2,i}$ $Q_{k,i}$, resto de acciones variables combinadas, en valor característico

2.5.3. Coeficientes de combinación

Los coeficientes de combinación se definen en la tabla 4.2 del DB SE-AE del CTE:

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

Figura 2.4. Coeficientes de simultaneidad o combinación de acciones según el CTE

3. Acciones

3.1. Normativa aplicada

3.1.1. Cimentación

Para obtener el valor de las acciones aplicadas se ha aplicado el Código Técnico de la Edificación, complementándolo con la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera cuando ha sido necesario.

3.1.2. Superestructura

Para obtener el valor de las acciones aplicadas se ha aplicado el Código Técnico de la Edificación.

3.2. Acciones permanentes

3.2.1. Peso propio

El peso propio de la estructura es la única acción que no se aplica directamente, ya que la herramienta informática SAP2000® calcula el peso propio de cada elemento cuando se le asigna una sección determinada de un material concreto.

3.2.2. Cargas muertas

- Carga muerta de los forjados

Esta carga comprende el peso de los elementos constructivos que formalizan el acabado del forjado, falso techo, suelo radiante y pavimento. La manera de introducir esta carga en SAP 2000® ha sido dándole el espesor equivalente a la losa de hormigón del forjado para que tenga el mismo peso que la suma de estas acciones, esto se especificará en el **punto 5** del presente trabajo. Esta carga se aplicará en todas las plantas del edificio y en la superficie que se muestra en la **imagen 3.1**.

- Carga muerta de las instalaciones

Se ha considerado añadir una carga permanente, a modo de carga muerta, en las dos plantas técnicas del edificio para simular el peso extra que añadirá la maquinaria de las instalaciones en estas plantas. Se ha decidido aplicar una carga, $q_{ins} = 2 \text{ KN/m}^2$, en toda la superficie de la planta menos en el núcleo central y en la pasarela para mantenimiento y/o limpieza, la misma superficie que en la **imagen 3.1**.

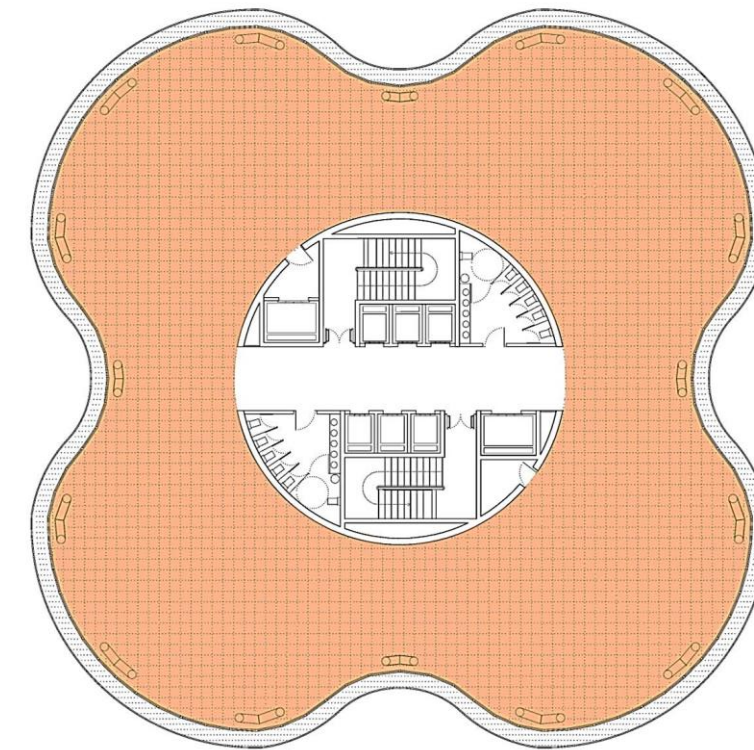


Figura 3.1. Superficie de aplicación de las cargas muertas de los forjados

- Carga muerta del relleno de tierras

En el forjado superior del sótano, o inferior de planta baja, se ha aplicado una carga permanente, a modo de carga de muerta, para simular el peso del relleno de tierras que se va a disponer para realizar la urbanización de la parcela (jardines, aceras,...), el valor de la carga es $q_{rell} = 11 \text{ KN/m}^2$.

3.2.3. Carga de tabiquería

Según el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico de Seguridad Estructural en Acciones en la Edificación (DB SE-AE), considera, en general, un valor de 1 KN/m^2 para viviendas. Este valor se queda al lado de la seguridad, ya que para el uso de oficinas no se suelen disponer mucha tabiquería que subdivida los espacios, pero como no se sabe los posibles usos futuros ni las posibles distribuciones que se puedan realizar, ya que la planta es diáfana, se decide optar por aplicar este valor. $q_{tab} = 1 \text{ KN/m}^2$

Esta carga se aplicará solamente en la zona de la planta destinada a oficinas, no en la zona del núcleo central, ni en la pasarela para mantenimiento y/o limpieza. Como se ve en la **figura 3.1**.

3.3. Acciones variables

3.3.1. Sobrecargas de Uso

- Sobrecarga de Uso en Zona de Oficinas

Según el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico de Seguridad Estructural en Acciones en la Edificación (DB SE-AE), en la tabla 3.1. se considera que:

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Figura 3.2. Valores característicos de las sobrecargas de uso, la carga repartida se utiliza para hacer análisis globales y la carga puntual cuando se analicen elementos particulares. Esta tabla está presente en el DB SE-AE y es la tabla 3.1.

Por lo que la carga a aplicar es $q_{uso adm} = 3 \text{ KN/m}^2$. Pero el DB SE-AE, en la tabla 3.2., propone la posibilidad de reducir este valor mediante un coeficiente reductor de sobrecarga, que según sea el elemento estructural que se evalúe, elemento vertical u horizontal se aplicará el coeficiente correspondiente. Pero si se trata de un elemento vertical se podrán aplicar ambos coeficientes simultáneamente, si el uso de las plantas que se sitúan por encima del elemento es el mismo y siempre que esas plantas sean de diferentes usuarios. Por lo que considerando los soportes de planta baja:

Elementos verticales			Elementos horizontales		
Número de plantas del mismo uso			Superficie tributaria (m ²)		
1 ó 2	3 ó 4	5 ó más	16	25	50
1,0	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8
					0,7

Figura 3.3. Coeficientes de reducción de las sobrecargas, por un lado tenemos la reducción debida a la repetición de plantas con el mismo uso pero de diferentes usuarios y por otro la reducción teniendo en cuenta la superficie de planta. Esta tabla está presente en el DB SE-AE y es la tabla 3.2.

De esta tabla extraemos el valor del coeficiente de reducción de elementos verticales, $C_{ver} = 0,8$ y para el coeficiente de reducción de elementos horizontales tenemos que hacer una media ponderada, ya que el superficie tributaria media es 43 m². Por lo que $C_{hor} = 0,83$. Con estos coeficientes calculamos el valor de la sobrecarga reducida para hacer el análisis global del edificio y calcular los esfuerzos de la cimentación, por lo que $q_{uso adm} = 1,98 \text{ KN/m}^2$. La zona de aplicación es en todas las plantas menos en las técnicas y en la cubierta, y en la superficie por planta que se representa en la figura 3.1.

- Sobrecarga de Uso en Zona de Evacuación

Según el DB SE-AE, prescribe que "En las zonas de acceso y evacuación de los edificios de las zonas de categorías A y B, tales como portales, mesetas y escaleras, se incrementará el valor correspondiente a la zona servida en 1 KN/m²". Por lo que el valor de la sobrecarga de uso en zonas de evacuación es $q_{uso evac} = 2,98 \text{ KN/m}^2$.

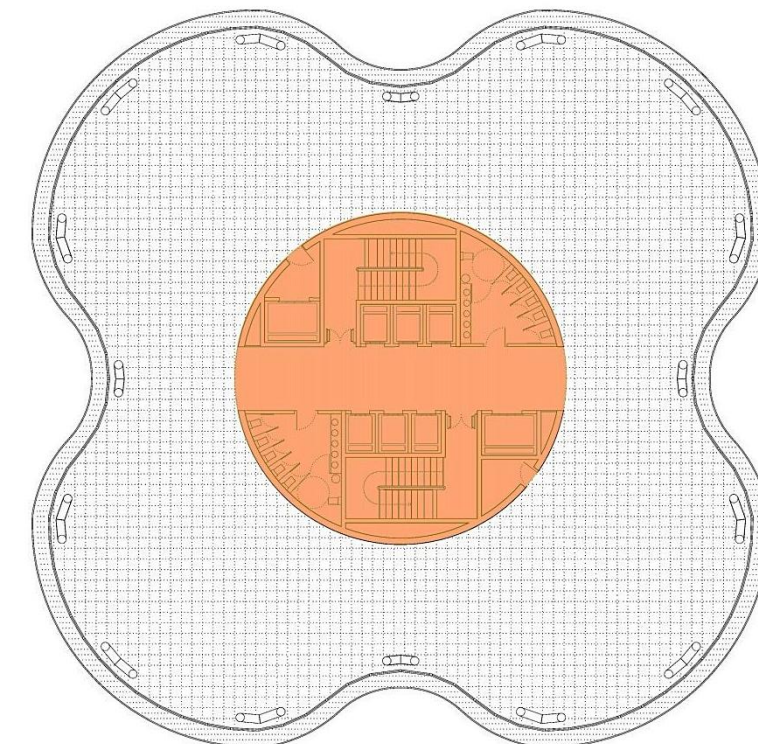


Figura 3.4. Superficie de aplicación de la sobrecarga de uso de evacuación

- Sobrecarga de Mantenimiento de Cubierta

Según el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico de Seguridad Estructural en Acciones en la Edificación (DB SE-AE), en la tabla 3.1. se considera que:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso				
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]
				Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2
		A2	Trasteros	3
B	Zonas administrativas			2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3
		C2	Zonas con asientos fijos	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾

Figura 3.5. Valores característicos de las sobrecargas de uso, la carga repartida se utiliza para hacer análisis globales y la carga puntual cuando se analicen elementos particulares. Esta tabla está presente en el DB SE-AE y es la tabla 3.1.

Por lo que la carga a aplicar es $q_{cub} = 1 \text{ KN/m}^2$. Esta carga se aplica solamente en la cubierta y por la superficie marcada en la figura 3.1.

- Sobrecarga de Aparcamiento

Según el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico de Seguridad Estructural en Acciones en la Edificación (DB SE-AE), en la tabla 3.1. se considera que:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso				
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]
				Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2
		A2	Trasteros	3
B	Zonas administrativas			2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3
		C2	Zonas con asientos fijos	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾

Figura 3.6. Valores característicos de las sobrecargas de uso, la carga repartida se utiliza para hacer análisis globales y la carga puntual cuando se analicen elementos particulares. Esta tabla está presente en el DB SE-AE y es la tabla 3.1.

Por lo que la carga a aplicar es $q_{aparc} = 2 \text{ KN/m}^2$. Esta carga se aplica por toda la superficie de la planta sótano menos en el área del núcleo central.

3.3.2. Acciones térmicas

Según el punto 3.4.2. Cálculo de la Acción Térmica del DB SE-AE, se debe definir una temperatura de referencia que nos marcará el origen desde el cual estableceremos los incrementos de temperatura positivo y negativo. Según el CTE, esta temperatura de referencia (T_{ref}) puede ser la temperatura media anual ó 10°C, en nuestro caso se ha optado por $T_{ref}=10^{\circ}\text{C}$. En nuestro caso no se va a considerar el incremento de temperatura debido a la radiación solar, ya que los tutores así lo han creído conveniente.

El siguiente paso es especificar la temperatura máxima y mínima de Manhattan, para ello se hace uso de la página web www.wolframalpha.com y se establece que $T_{\max}=39^{\circ}\text{C}$ y $T_{\min}=-19^{\circ}\text{C}$. Como la herramienta SAP2000® necesita los incrementos de temperatura que se producen para aplicar las cargas de origen térmico, y recordando que la temperatura de referencia es igual a 10°C , se definen dos incrementos $T^{+}=29^{\circ}\text{C}$ y $T^{-}=-29^{\circ}\text{C}$. Estas acciones se aplicarán únicamente a los soportes metálicos del entramado del tubo exterior.

3.3.3. Viento

Lo primero que debemos matizar es que para el cálculo de la acción del viento, el emplazamiento del edificio que vamos a considerar es Valencia. Una vez dicho esto, debemos comprobar antes de realizar cualquier cálculo, que en nuestro edificio se puede aplicar el CTE. Según el punto 3.3.1. Generalidades del DB SE-AE, no se podrá aplicar el CTE en edificios que estén a una altitud mayor de 2.000 m, como nuestro edificio se sitúa a una altitud de 321 m, se cumple esta restricción. En este mismo punto se establece que el CTE no es aplicable para edificios con una esbeltez mayor a 6, en nuestro caso como el edificio tiene una altura de 108 m y una anchura de 28,8 m (se ha considerado la menor anchura, ya que la forma en planta posee varias anchuras y es lo más desfavorable), la esbeltez es $108/28,8 = 3,75$. Como es menor a 6, se puede aplicar el CTE a nuestro edificio.

Una vez visto que en nuestro edificio se puede aplicar el CTE para calcular la acción del viento, lo siguiente que se debe definir son las direcciones de incidencia del viento que se van a considerar. En nuestro caso se van a considerar dos direcciones de incidencia y valorando sólo un sentido, por lo que para organizar mejor la información y para tener un mayor orden, se ha subdividido la planta en 8 sectores, en las **figuras 3.7 y 3.8** se ilustran los sectores considerados y se indican las direcciones de incidencia.

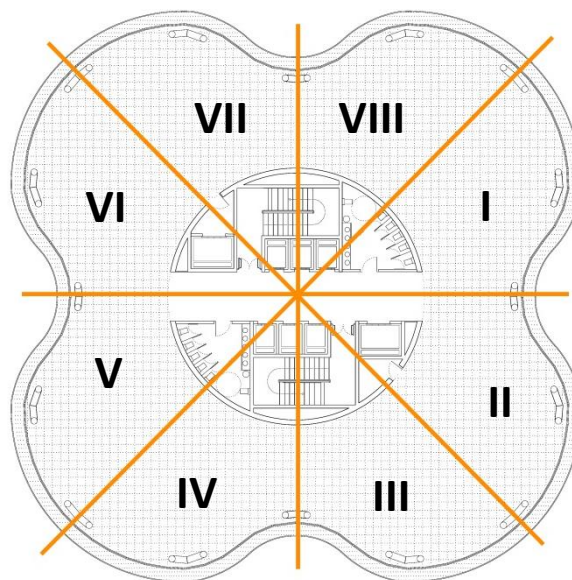


Figura 3.7. Sectorización de la planta para aplicación del viento

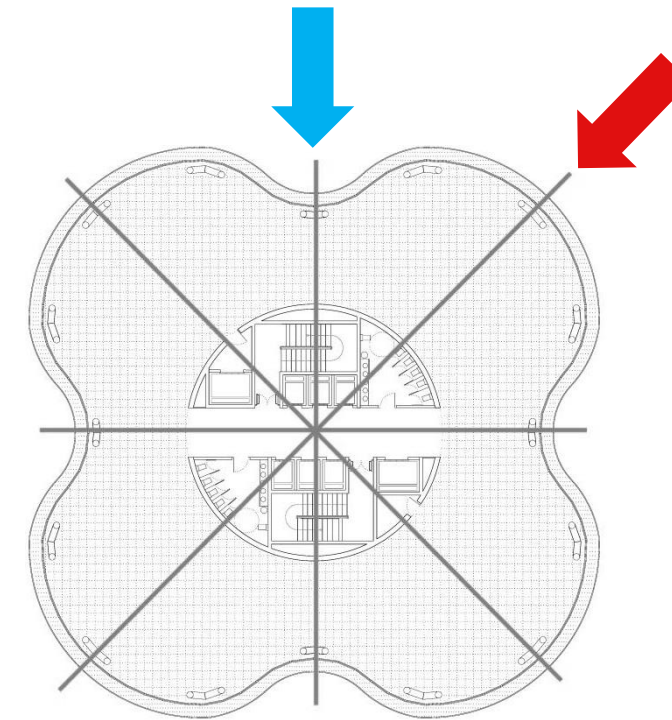


Figura 3.8. Direcciones de viento consideradas para el análisis estructural

De esto podemos resumir que la dirección 1, a partir de ahora V_0 , se aplica la presión en los sectores 1, 6, 7, 8 y la succión en los sectores 2, 3, 4, 5. En la dirección 2, a partir de ahora V_{45} , se aplica la presión en los sectores 1, 2, 7, 8 y la succión en los sectores 3,4,5,6.

Procedemos al cálculo de la presión estática, q_e , que obedece a la siguiente expresión:

$$q_e = q_b \times C_e \times C_p$$

Ecuación 3.1

Según la figura D.1 del anejo D del DB SE-AE, Valencia está dentro de la zona A y por lo tanto la presión dinámica vale $q_b = 0,42 \text{ KN/m}^2$.

Para el cálculo del coeficiente de exposición, C_e , se han utilizado las expresiones del punto D.2 del mismo anejo.

$$C_e = F \times (F + 7K)$$

Ecuación 3.2

$$F = K \times \ln(\max(z, Z) / L)$$

Ecuación 3.3

Siendo:

K, L, Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2.

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno				
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

Figura 3.9. Coeficientes de tipología de entorno. Esta tabla está presente en el DB SE-AE y es la tabla D.2.

Con estos coeficientes calculamos el coeficiente de exposición para $z = 108$ m y para $z = 0$ m:

- $z = 108$ m:

Grado de aspereza = V

K = 0,24

L = 1 m

Z = 10 m

z = 108 m

max(z,Z) = 108 m

$$F = 0,24 \ln (108/1) = 1,1237$$

$$C_e = 1,1237 \times (1,1237 + (7 \times 0,24)) = \mathbf{3,15}$$

- $z = 0$ m:

Grado de aspereza = V

K = 0,24

L = 1 m

Z = 10 m

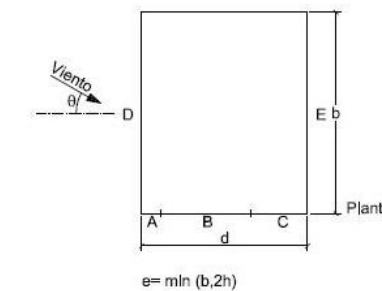
z = 108 m

max(z,Z) = 10 m

$$F = 0,24 \ln (10/1) = 0,553$$

$$C_e = 0,553 \times (0,553 + (7 \times 0,24)) = \mathbf{1,23}$$

Para obtener el coeficiente de presión exterior, C_p , hemos consultado la tabla D.3. Paramentos Verticales del anejo D del DB SE-AE, por lo que:



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

Figura 3.10. Coeficientes de presión exterior en paramentos verticales, se calcula el coeficiente de presión (zona D) y el de succión (zona E). Esta tabla está presente en el DB SE-AE y es la tabla D.3.

Por lo que en la zona de presión $C_{p,p} = \mathbf{0,8}$ y en la zona de succión $C_{p,s} = \mathbf{-0,7}$.

Por último, los valores de la presión estática obtenidos son:

En la zona de presión de V_0 y V_{45} :

$$- Z = 108 \text{ m: } q_{e+} = 0,8 \times 0,42 \times 3,15 = 1,06 \text{ KN/m}^2$$

$$- Z = 0 \text{ m: } q_{e+} = 0,8 \times 0,42 \times 1,23 = 0,41 \text{ KN/m}^2$$

En la zona de succión de V_0 y V_{45} :

$$- Z = 108 \text{ m: } q_{e-} = -0,7 \times 0,42 \times 3,15 = -0,93 \text{ KN/m}^2$$

$$- Z = 0 \text{ m: } q_{e-} = -0,7 \times 0,42 \times 1,23 = -0,36 \text{ KN/m}^2$$

Por lo que el valor de la acción del viento en ambas direcciones (V_0 y V_{45}) es:

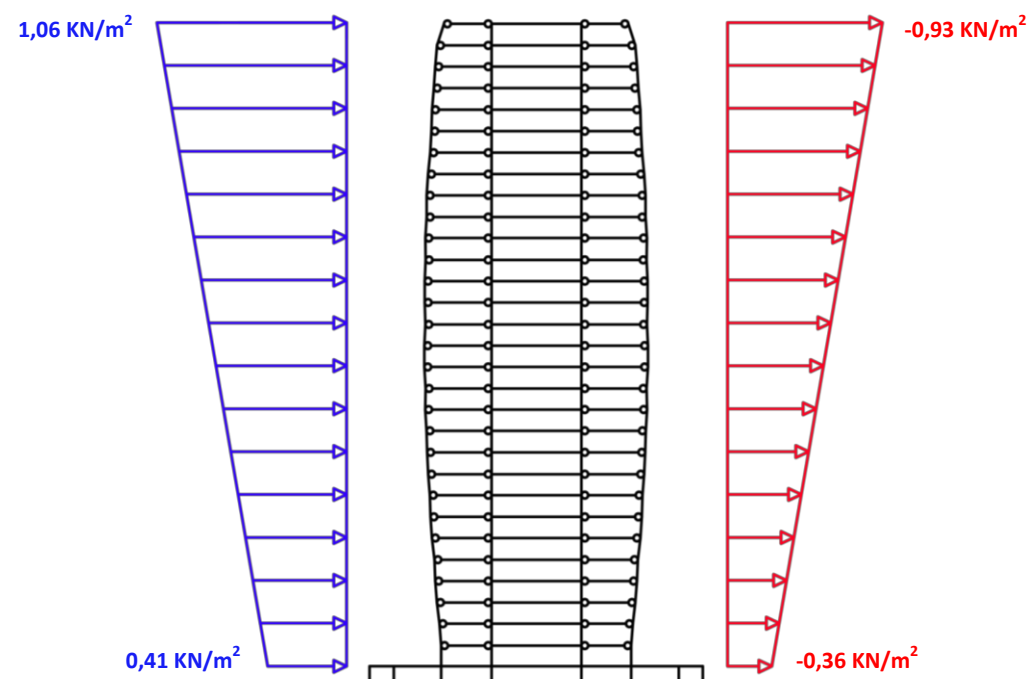


Figura 3.11. Esquema que representa como es la variación del viento en altura y como incide la componente de presión y la de succión, esto se aplica en ambas direcciones de estudio de viento, V_0 y V_{45}

Ahora procedemos a explicar cómo modelamos la acción del viento mediante la herramienta informática SAP2000®. Vamos a hacer uso del recurso Joint Patterns, con este patrón de puntos vamos a definir como queremos que varíe una carga a lo largo de una longitud. En este caso vamos a definir cuatro patrones de puntos para explicar la variación de la carga del viento con la altura, uno para el caso de presión y otro para el caso de succión en ambas direcciones, V_0 y V_{45} .

Esta variación la vamos a hacer según la ecuación de la siguiente recta:

$$P = AX + BY + CZ + D$$

Ecuación 3.4

Como en nuestro caso la variación sólo se produce en el eje Z, la ecuación quedaría:

$$P = CZ + D$$

Ecuación 3.5

Ahora sólo resta calcular los diferentes parámetros con las condiciones de contorno adecuadas, las cuales se resumen a continuación:

Joint Pattern	Condición Contorno 1	Parámetro Calculado	Condición Contorno 2	Parámetro Calculado	Ecuación
V0P	Z=0; P=0,41	D=0,41	Z=108; P=1,06	C=0,00602	$P=0,00602Z+0,41$
V0S	Z=0; P=-0,36	D=-0,36	Z=108; P=-0,93	C=-0,00528	$P=-0,00528Z-0,36$
V45P	Z=0; P=0,41	D=0,41	Z=108; P=1,06	C=0,00602	$P=0,00602Z+0,41$
V45S	Z=0; P=-0,36	D=-0,36	Z=108; P=-0,93	C=-0,00528	$P=-0,00528Z-0,36$

3.3.4. Nieve

Según el punto 3.5.1. *Determinación de la Carga de Nieve* del DB SE-AE, se especifica que si la altitud de la implantación del edificio de estudio es menor a 1000 m, se puede considerar una carga repartida en cubierta de 1 kN/m². Como Manhattan tiene una altitud de 321 m, se considera que $q_{nieve} = 1 \text{ kN/m}^2$. Esta carga variable se aplica solamente en la cubierta y en la zona de la planta que se ilustra en la **imagen 3.1**.

3.4. Acciones accidentales

En el presente TFG no se considera ninguna acción accidental.

4. Hipótesis de carga

En este apartado se van a explicar las combinaciones de acciones adoptadas para el análisis estructural del modelo general, las combinaciones del modelo del forjado tipo se explican en el **punto 7** del presente TFG. Todas las combinaciones desarrolladas se agruparon en tres grandes grupos:

- Comprobaciones Geotécnicas (Geo): En este apartado se han realizado las combinaciones necesarias para realizar las comprobaciones geotécnicas de la losa de cimentación, para esto es necesario realizar las combinaciones según la situación casi permanente, según la Guía de Cimentaciones.

- Comprobaciones Resistentes (Res): En este grupo se han realizado las combinaciones necesarias para realizar el cálculo resistente de la losa de cimentación, se han realizado las combinaciones necesarias según la situación persistente o transitoria para Estados Límite Últimos y según las situaciones poco probable y casi permanente para Estados Límite de Servicio.

- Envolventes (Env): Aquí se engloban las envolventes que se han considerado necesarias realizar de todas las combinaciones realizadas.

Las combinaciones de cada uno de estos grupos se han dividido en otros dos grupos. En un grupo se han realizado todas las combinaciones buscando los esfuerzos del soporte más comprimido (C), considerando todas las cargas permanentes y todas las cargas variables. Por otro lado, en las combinaciones del otro grupo se buscan los esfuerzos del soporte más traccionado (T), considerando todas las acciones permanentes, la acción del viento y la acción de la temperatura en sus dos componentes, T+ y T-, porque a priori no sabemos cuál generará las mayores tracciones.

Para explicar todas las combinaciones de acciones que se han calculado se ha realizado una tabla donde se reúnen todas las combinaciones y sus características, para nombrar cada una de ellas se ha realizado una codificación mediante abreviaturas, aquí se explican:

Tipo de Comprobación	Situación	Esfuerzos del Soporte más	Acciones Variables		
			Siempre Presentes		Principal
Geo	CPG	C	T+	V ₀	SNI
Res	PER				SOE
	PP				SUA
	CP	T	T-	V ₄₅	SMC
Env					ATE
					VIE

Siendo:

Geo, grupo de las combinaciones geotécnicas

Res, grupo de las combinaciones resistentes

Env, grupo de las envolventes

CPG, es la situación casi permanente según la guía de cimentaciones

PER, es la situación persistente para ELU

PP, es la situación poco probable para ELS

CP, es la situación casi permanente para ELS

C, son las combinaciones que buscan los esfuerzos en el soporte más comprimido

T, son las combinaciones que buscan los esfuerzos en el soporte más traccionado

Las acciones variables siempre presentes son aquellas que están en todas las combinaciones

T+, es la acción de la temperatura con un incremento positivo

T-, es la acción de la temperatura con un incremento negativo

V₀, es la acción del viento según la dirección 1

V₄₅, es la acción del viento según la dirección 2

Las acciones variables principales son las que ejercen este papel en todas aquellas combinaciones que sea necesarias

SNI, carga variable que representa la acción de la nieve

SOE, carga variable que representa la acción de la sobrecarga de uso de la zona de oficinas y de evacuación

SUA, carga variable que representa la acción de la sobrecarga de uso de la zona de aparcamiento

SMC, carga variable que representa la acción de la sobrecarga de mantenimiento de cubierta

ATE, carga variable que representa la acción de la temperatura, cuando es la carga variable principal

VIE, carga variable que representa la acción del viento, cuando es la carga variable principal

Para un mejor entendimiento se va a explicar un ejemplo:

Res_PP_C_T+_V0_SUA

Esta es una combinación que se utilizaría para la comprobación resistente, para la situación poco probable de ELS (serviría para calcular el ELS de fisuración, para fisuras de compresión), la acción de la temperatura consideraría dilataciones en los soportes del tubo exterior, el viento estaría actuando según la dirección 1 y la carga variable principal sería la sobrecarga de uso de la zona de aparcamiento.

Para la combinación de acciones se han considerado los coeficientes de seguridad y los coeficientes de simultaneidad del CTE presentes en el DB SE-AE:

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

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

Figura 4.1. Coeficientes de seguridad para ELU. Esta tabla está presente en el DB SE-AE y es la tabla 4.1.

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

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

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

Figura 4.2. Coeficientes de simultaneidad de acciones. Esta tabla está presente en DB SE-AE y es tabla 4.2.

En el **Apéndice A** aparecen todas las tablas con todas las combinaciones de acciones que se han realizado.

5. Modelo estructural general

5.1. Herramientas informáticas utilizadas

El modelo estructural de un forjado tipo del edificio se ha realizado con la herramienta informática de cálculo de estructuras SAP 2000®, versión 17.

SAP 2000 es un programa de cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos que permite llevar a cabo análisis estáticos o dinámicos en 2D o 3D de elementos y sistemas estructurales. Este programa utiliza el método matricial para el cálculo de desplazamientos, reacciones y leyes de esfuerzos. Los métodos matriciales se aplican sobre estructuras planas o espaciales de barras con nudos rígidos o articulados y pueden aplicarse sobre teorías lineales o no lineales. Algunas de las características de este programa son:

- Análisis estático y dinámico
- Análisis lineal y no lineal geométrico. Entre ellos, análisis P-Delta y P-Delta con grandes desplazamientos
- Análisis plástico de estructuras
- Posibilidad de modelización de tendones y cables
- Modelización de uniones entre elementos y apoyos no lineales
- Circulación de cargas móviles sobre el tablero
- Análisis modales y análisis de estructuras en el dominio de la frecuencia
- Introducción de funciones temporales para la simulación de efectos dinámicos
- Obtención de envolventes de esfuerzos

Las necesidades de cálculo de la estructura del proyecto, hacen muy recomendable el uso de esta herramienta.

5.2. Descripción del modelo empleado

La descripción del análisis estructural sobre el modelo general del edificio se va a organizar en una serie de apartados que coinciden con las diferentes fases realizadas para abordar el complejo estudio estructural del edificio.

El objeto del estudio estructural del modelo general es el de conocer y comprender el funcionamiento estructural del edificio, la funcionalidad de ciertos elementos estructurales (rigidización de plantas técnicas) y el de poder obtener los esfuerzos necesarios para realizar el cálculo de la losa de cimentación.

5.2.1. Fase 1: Modelo preliminar

En este primer modelo no se ha aplicado ninguna carga, sólo el peso propio de la estructura. Esto nos permitirá conocer dos cosas de una manera sencilla:

- Testear el correcto funcionamiento del modelo generado, ya que si la estructura sometida únicamente a peso propio da problemas (deformaciones imposibles o desproporcionadas) seguramente se debe a un modelo con unas uniones deficientes entre las Shell y los Frames generados.
- Comprobar la necesidad o no de plantas técnicas rigidizadas para reducir la deformación vertical del edificio y controlar la deformación diferencial entre ambos tubos (muro del núcleo central y entramado metálico de columnas y vigas). Ya que si a peso propio aparecen deformaciones verticales o diferenciales de deformación excesivos, será necesario el uso de plantas técnicas.

En este modelo todos los soportes, el muro del núcleo central y los forjados de la superestructura se han agrupado en 5 grupos de 6 plantas, esto nos permite asignar secciones iguales a cada grupo con mucha comodidad, por lo que en la superestructura del modelo habrán 6 tipos de secciones para los soportes metálicos y el muro del núcleo central. Estas secciones disminuyen conforme ascendemos a plantas superiores. Además se ha creado otro grupo que alberga todos los elementos de la planta sótano. Huelga decir que en cada grupo se han creado los subgrupos necesarios por tipo de elementos.

Los apoyos de la losa de cimentación se han asignado como apoyos simples que impiden el desplazamiento vertical en la superficie de la losa y apoyos simples que impiden el desplazamiento horizontal en X y en Y en los muros de sótano. Se han asignado este tipo de apoyos para ver las deformaciones verticales en la última planta sólo provocadas por el peso propio, sin que influyan posibles asentamientos.

Las secciones asignadas a los elementos son:

Grupo 0: Sótano (Tabla 1.1.)

Elemento	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Losa de cimentación	0-LC	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 1 Flexión = 1
Muro sótano	0-MS	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,3 Flexión = 0,3
Muro núcleo	0-MN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 1 Flexión = 1
Soportes edificio	0-SE	Frame	Acero	S-355	$\varnothing_{ext} = 1,016$ Espesor = 0,01
Soportes sótano	0-SS	Frame	Hormigón	HA-30	$h = 0,30$ $b = 0,30$
Forjado sótano	0-FS	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,25 Flexión = 0,25

En este grupo hay que hacer una serie de aclaraciones, todos los elementos tipo área se han asignado tipo placa (Shell) porque se ha considerado el comportamiento más fiel a la realidad, transmisión de momentos, axiles y cortantes respecto todos los ejes. Además se ha considerado placa gruesa (Thick) ya que las proporciones de los elementos superficiales así lo requieren.

Los soportes del edificio se han modelado como metálicos únicamente, pero en realidad serían soportes mixtos rellenos de hormigón armado. Lo que nos deja al lado de la seguridad.

Las características del armado de los soportes del sótano son las siguientes:

- 8 barras longitudinales del $\varnothing 25$, 3 en cada lado de la sección.
- Recubrimiento nominal respecto los cercos = 35mm
- La armadura transversal dispuesta es de un cerco de dos ramas cada 150mm del $\varnothing 8$.

Grupo 1: PB + 5 plantas (Tabla 1.2.)

Elemento	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Forjado núcleo	1-FN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,25 Flexión = 0,25
Forjados edificio	1-FE	Shell - Thin	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,26 Flexión = 0,26
Muro núcleo	1-MN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 1 Flexión = 1
Soportes edificio PB	1'-SE	Frame	Acero	S-355	$\varnothing_{ext} = 1,016$ Espesor = 0,01
Soportes edificio	1-SE	Frame	Acero	S-355	$\varnothing_{ext} = 0,914$ Espesor = 0,01

Lo único que cabe destacar de este grupo es que los forjados del edificio son unos elementos formados por un entramado de barras metálicas que en su parte superior se dispone una chapa grecada y una losa de hormigón. El modelado de los forjados se realiza como una losa de hormigón con un espesor equivalente al peso del forjado antes mencionado. Ya que lo único que se busca en los forjados es que transmitan las cargas correspondientes.

Grupo 2: De la planta 6 a la 11 (Tabla 1.3.)

Elemento	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Forjado núcleo	2-FN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,25 Flexión = 0,25
Forjados edificio	2-FE	Shell - Thin	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,26 Flexión = 0,26
Muro núcleo	2-MN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,8 Flexión = 0,8
Soportes edificio	2-SE	Frame	Acero	S-355	$\varnothing_{ext} = 0,813$ Espesor = 0,01

Grupo 3: De la planta 12 a la 17 (Tabla 1.4.)

Elemento	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Forjado núcleo	3-FN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,25 Flexión = 0,25
Forjados edificio	3-FE	Shell - Thin	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,26 Flexión = 0,26
Muro núcleo	3-MN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,6 Flexión = 0,6
Soportes edificio	3-SE	Frame	Acero	S-355	$\varnothing_{ext} = 0,711$ Espesor = 0,01

Grupo 4: De la planta 18 a la 23 (Tabla 1.5.)

Elemento	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Forjado núcleo	4-FN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,25 Flexión = 0,25
Forjados edificio	4-FE	Shell - Thin	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,26 Flexión = 0,26
Muro núcleo	4-MN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,4 Flexión = 0,4
Soportes edificio	4-SE	Frame	Acero	S-355	$\varnothing_{ext} = 0,508$ Espesor = 0,0088

Grupo 5: De la planta 24 a la 29 (Tabla 1.6.)

Elemento	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Forjado núcleo	5-FN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,25 Flexión = 0,25
Forjados edificio	5-FE	Shell - Thin	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,26 Flexión = 0,26
Muro núcleo	5-MN	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,2 Flexión = 0,2
Soportes edificio	5-SE	Frame	Acero	S-355	$\varnothing_{ext} = 0,3239$ Espesor = 0,0088

Por lo que el modelo adquiere un aspecto como el que se puede apreciar en las siguientes figuras:

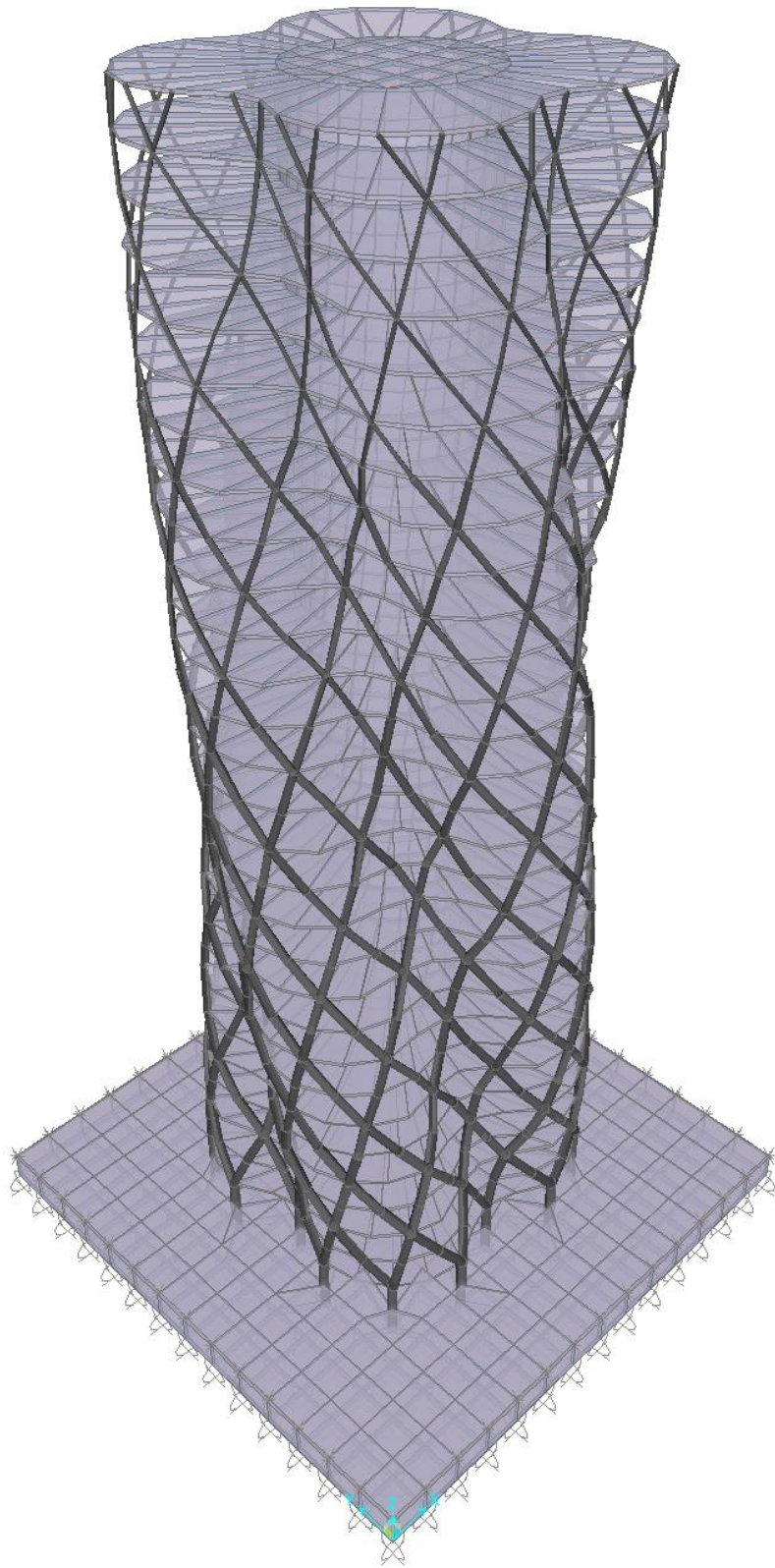


Figura 5.1. En esta imagen se puede ver todo el modelo con la planta sótano incluida y mostrando todos los elementos con volumen, se puede apreciar la variación de las secciones de los soportes

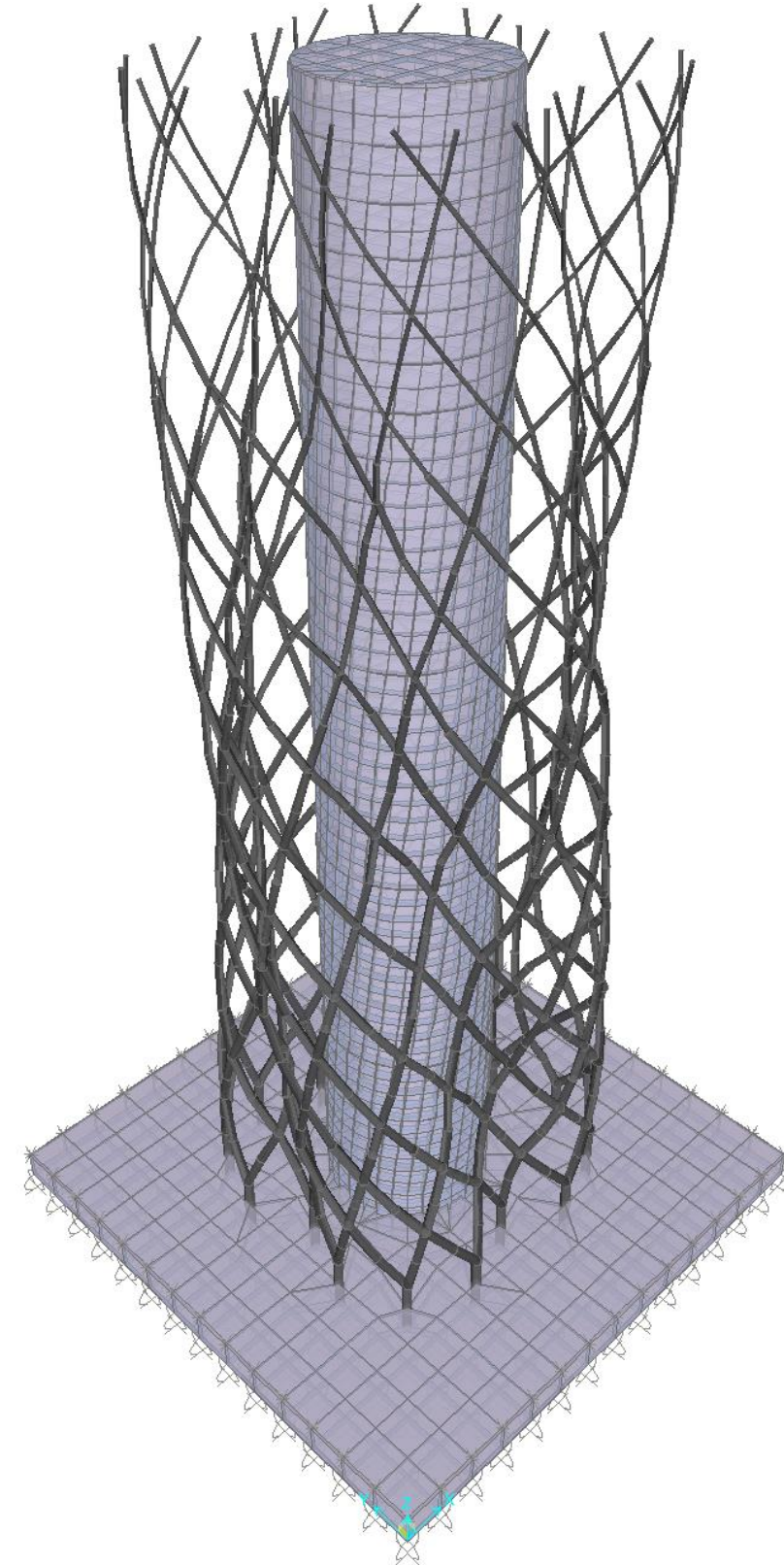


Figura 5.2. En esta imagen se pueden ver el tubo exterior, formado por un entramado de perfiles metálicos, y el interior que es un muro de hormigón armado de sección decreciente en sentido ascendente.

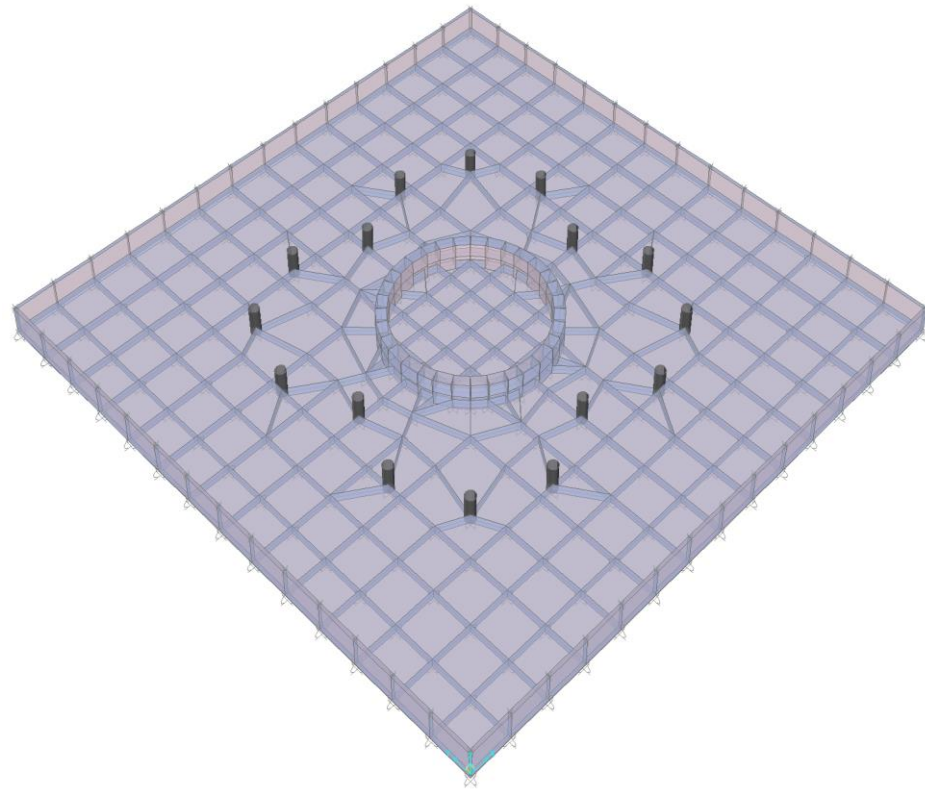


Figura 5.3. Detalle de la planta sótano, aquí se puede ver el arranque del muro del núcleo central, los soportes metálicos del edificio, el muro del sótano y la losa de cimentación.

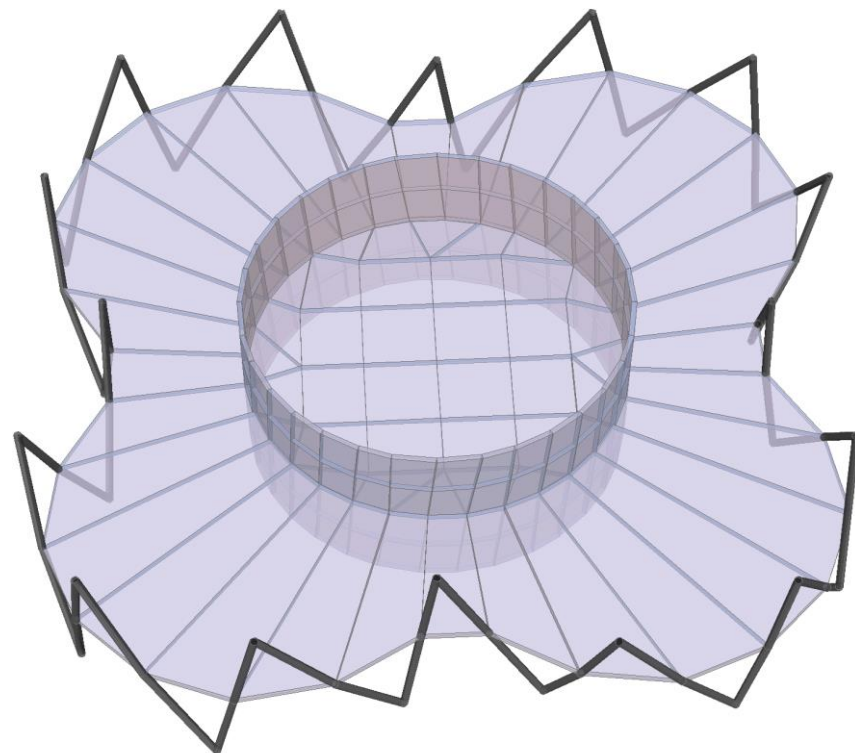


Figura 5.4. Detalle de una planta tipo, aquí se puede ver la discretización de los forjados del edificio, del núcleo, del muro del núcleo y de los soportes metálicos.

Con este modelo estructural vamos a calcular las deformaciones verticales considerando solamente el peso propio de los elementos estructurales:

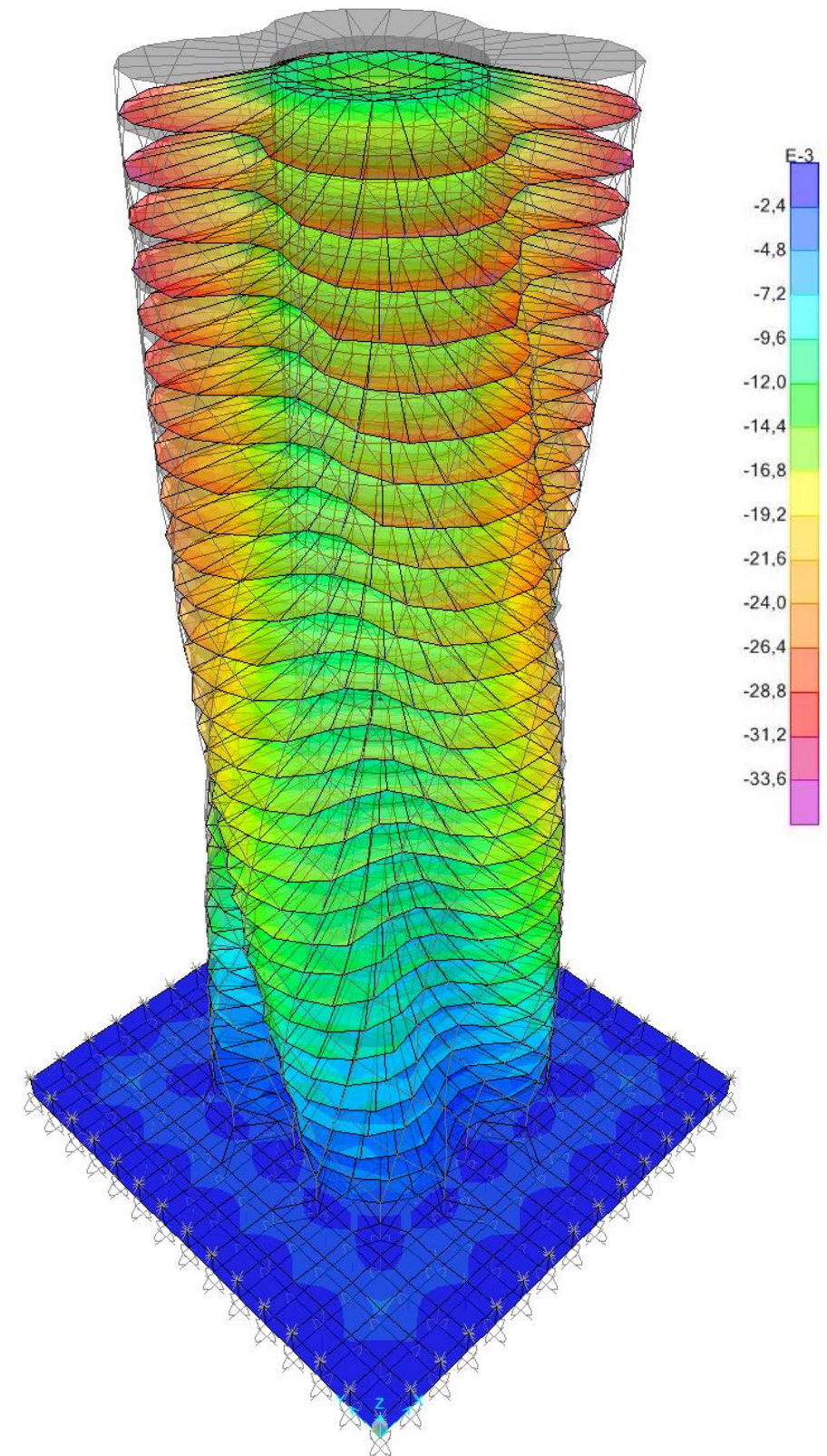


Figura 5.5. Diagrama de deformaciones verticales del modelo general teniendo en cuenta solamente el peso propio, en gris podemos ver la posición inicial del edificio. Las deformadas están aumentadas con un factor de escala de 100.

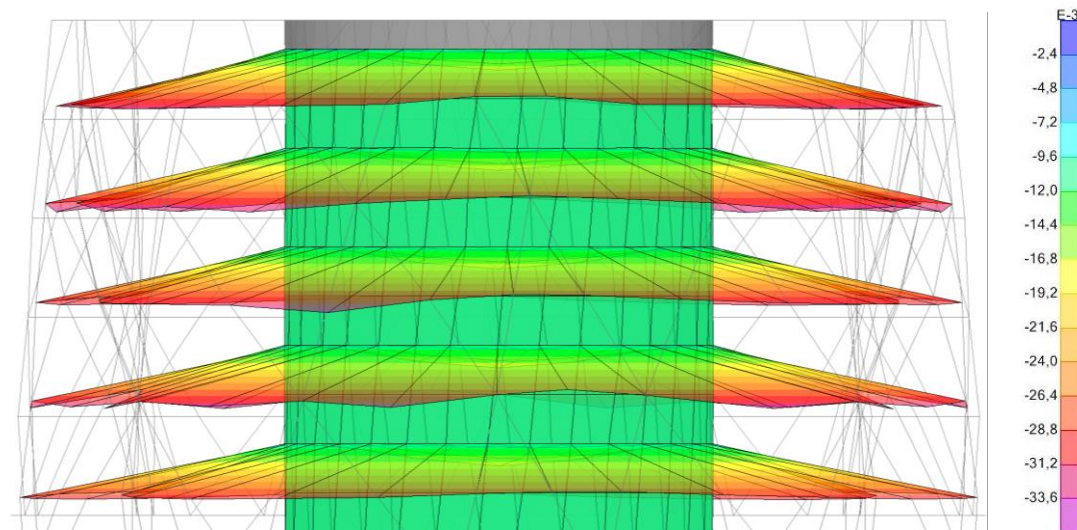


Figura 5.6. Detalle del diagrama de deformaciones verticales de las plantas superiores del modelo general teniendo en cuenta solamente el peso propio, en gris podemos ver la posición inicial del edificio. Se puede observar la diferencia de deformaciones entre el tubo exterior y el interior. Las deformadas están aumentadas con un factor de escala de 100.

La máxima deformación vertical que se produce en los puntos del muro del núcleo de la última planta es -0,010563 m, por otro lado, la máxima deformación vertical que se produce en los puntos del núcleo exterior de la última planta es -0,032418 m. La deformación diferencial obtenida es de 21,86 mm. En el **Apéndice A** se aportan todos los datos.

Una vez analizados los datos obtenidos se ha considerado que las deformaciones verticales y la deformación diferencial entre el tubo interior y exterior obtenidas son excesivas. Porque aunque las deformaciones no tengan un valor muy alto, la única carga aplicada es el peso propio. Por lo que es recomendable rigidizar las plantas técnicas.

5.2.2. Fase 2: Modelo con plantas rigidizadas

En este punto vamos a realizar el mismo análisis que en el caso anterior pero sólo vamos a introducir la novedad que en las plantas técnicas (planta 14 y 30) se van a introducir una serie de rigidizaciones radiales en forma de cruces de san Andrés, estas van a estar compuestas por barras metálicas de las siguientes características:

Elemento	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección
Rigidizadores Planta 14	3-RI	Frame	Acero	S-355	HEB 600
Rigidizadores Planta 29	5-RI	Frame	Acero	S-355	HEB 320

Para las rigidizaciones de las plantas técnicas se han elegido secciones HEB, ya que para un canto dado son las secciones que más área poseen, y como estos elementos están diseñados para trabajar principalmente a compresión o tracción, se ha valorado que son las secciones más óptimas. El tamaño de las secciones se ha elegido buscando una cierta proporción con el tamaño de los soportes tubulares del tubo exterior.

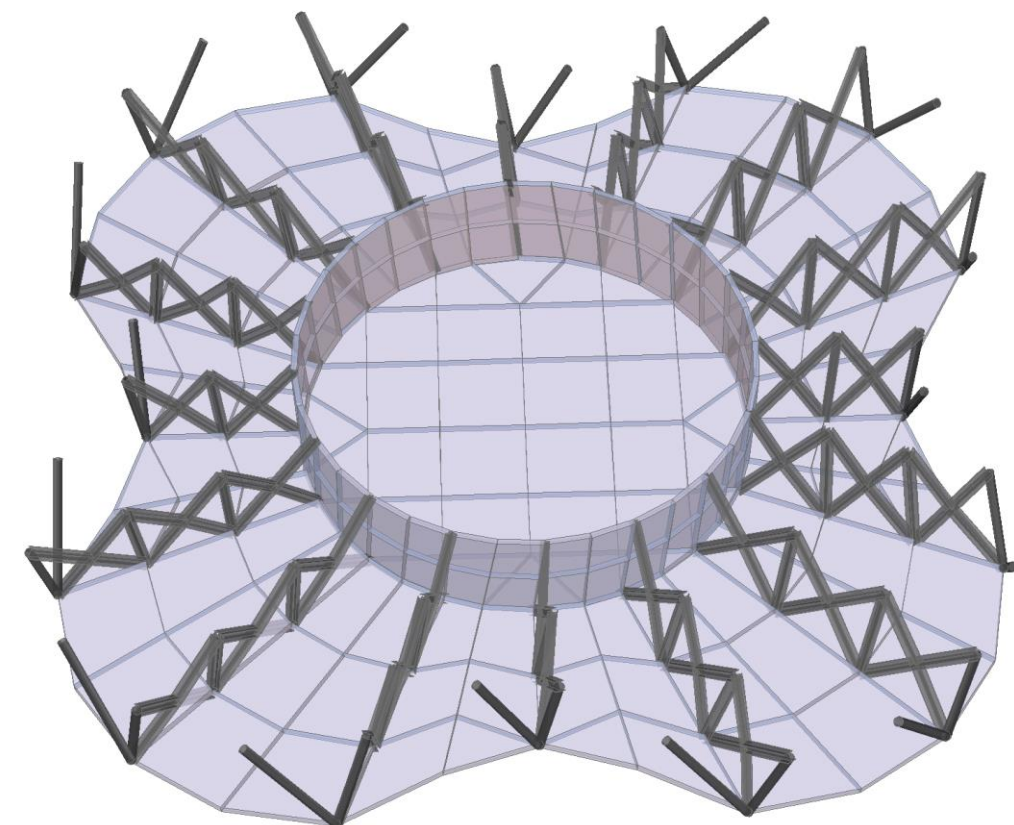


Figura 5.7. Detalle de la planta técnica (+29) con las rigidizaciones en cruces de san Andrés.

Procediendo de la misma forma que en el punto anterior, vamos a analizar las deformaciones verticales teniendo en cuenta sólo el peso propio de la estructura:

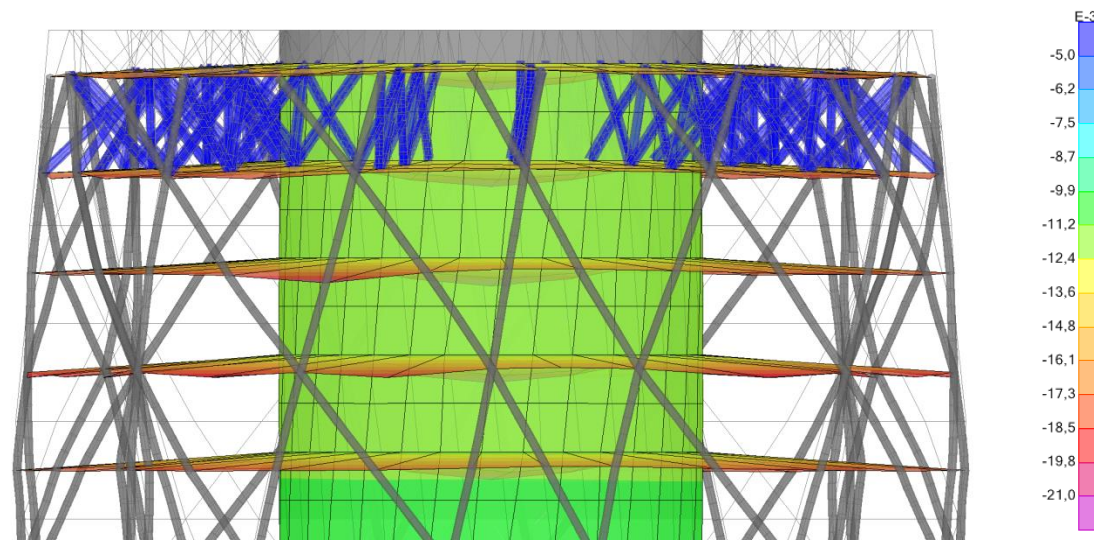


Figura 5.8. Detalle del diagrama de deformaciones verticales de las plantas superiores del modelo general con las plantas técnicas rigidizadas, teniendo en cuenta solamente el peso propio, en gris podemos ver la posición inicial del edificio. Se puede observar que la diferencia de deformaciones entre el tubo exterior y el interior ya no es tan acusada. Las deformadas están aumentadas con un factor de escala de 100.

La máxima deformación vertical que se produce en los puntos del muro del núcleo de la última planta es -0,012308 m, por otro lado, la máxima deformación vertical que se produce en los puntos del núcleo exterior de la última planta es -0,018025 m. En el **Apéndice A** se aportan todos los datos.

Analizando los datos obtenidos se observa que la deformación vertical del muro ha aumentado sensiblemente (1,75 mm), esto puede ser por la nueva subdivisión de los forjados. Por otro lado la deformación vertical máxima del tubo exterior sí que se ha reducido considerablemente (14,40 mm). Por último comentar que la deformación diferencial se ha reducido considerablemente (16,16 mm) hasta alcanzar el valor razonable de 5,7 mm.

De este análisis podemos concluir que, en este caso, las rigidizaciones radiales en forma de cruces de san Andrés de las plantas técnicas benefician en gran medida el comportamiento estructural del edificio. Por lo que se acepta incorporar estas rigidizaciones al modelo para el cálculo final.

5.2.3. Fase 3: Modelización de la piel del edificio

Por las características del edificio la piel del mismo no tiene ningún aporte de rigidez al conjunto estructural, pero necesitamos una superficie en la que podamos aplicar la acción del viento de una manera relativamente sencilla. Debido a esto se decidió crear una piel que envolviera todo el contorno del edificio, que no tuviera ninguna característica resistente y que se pudiera subdividir con los mismos 8 sectores que la acción del viento. Por lo que se optó por la solución que se puede apreciar en las imágenes siguientes:

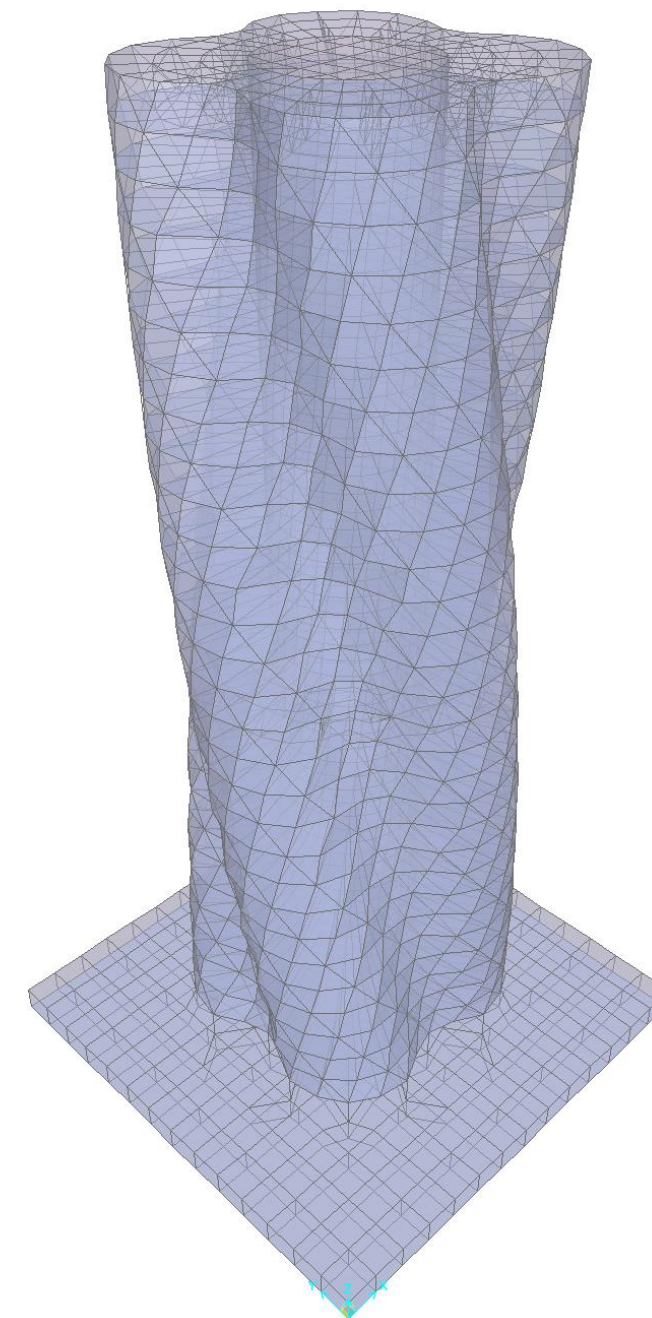


Figura 5.9. En esta imagen se puede ver todo el modelo estructural con la piel

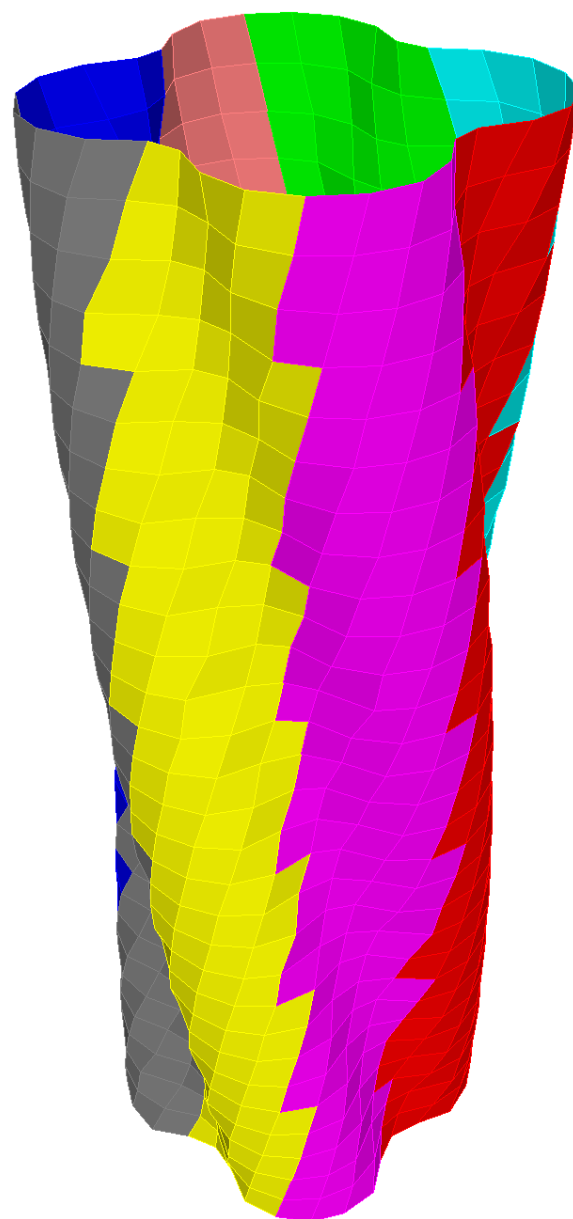


Figura 5.10. En esta imagen se puede ver el conjunto de la piel y la subdivisión en 8 partes

Para quitarle las características resistentes, ponemos a 0 todos los modificadores de rigidez, como se indica en la siguiente figura:

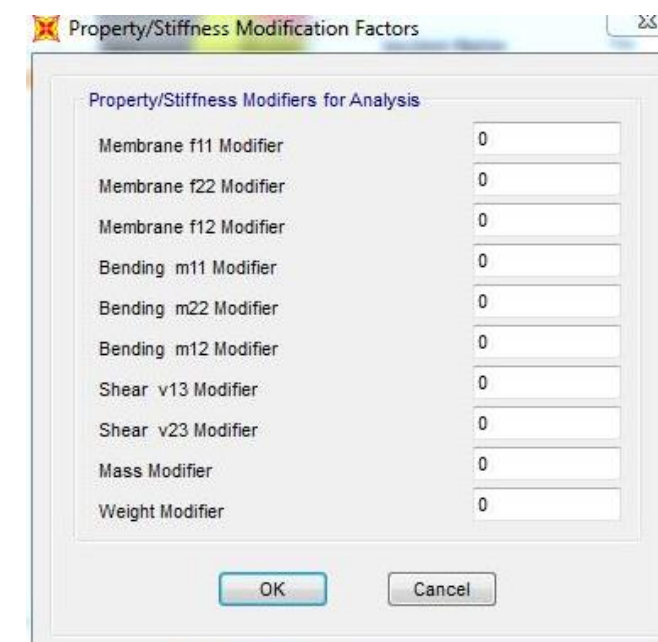


Figura 5.11. En esta imagen se puede ver como se le han quitado todas las características de rigidez a la piel, para que así actúe como un área que transmite la acción del viento a los forjados de la manera adecuada.

Las características resistentes de la sección que se le asigna a la piel son:

Elemento	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Piel	PI	Shell - Thin	Acero	S-235	Membrana = 0,01 Flexión = 0,01

5.2.4. Fase 4: Modelización del contacto cimentación - terreno

Como hemos visto anteriormente, el contacto cimentación-terreno hasta ahora se ha considerado como apoyos que impiden totalmente el movimiento vertical en la losa de cimentación, y apoyos que impiden el movimiento horizontal en ambas direcciones en los muros de sótano. Pero esta interacción cimentación-terreno se aleja mucho de la realidad, ya que no se considera que el terreno pueda deformar y producir asentos, por lo que se va a considerar que el suelo es un medio con un comportamiento elástico.

Esto provoca que en vez de apoyos simples se van a aplicar muelles, en el caso de la losa la dirección de rigidez va a ser según el eje Z global y en el caso de los muros de sótano va a ser según el eje Z local, todos están orientados hacia el exterior. La rigidez de estos muelles va a coincidir con el coeficiente de Balasto del suelo, que al tratarse de un esquisto, va a ser de un valor alto, concretamente 110.000 KN/m²m. Las características de los muelles que se han introducido son:

Losa de Cimentación

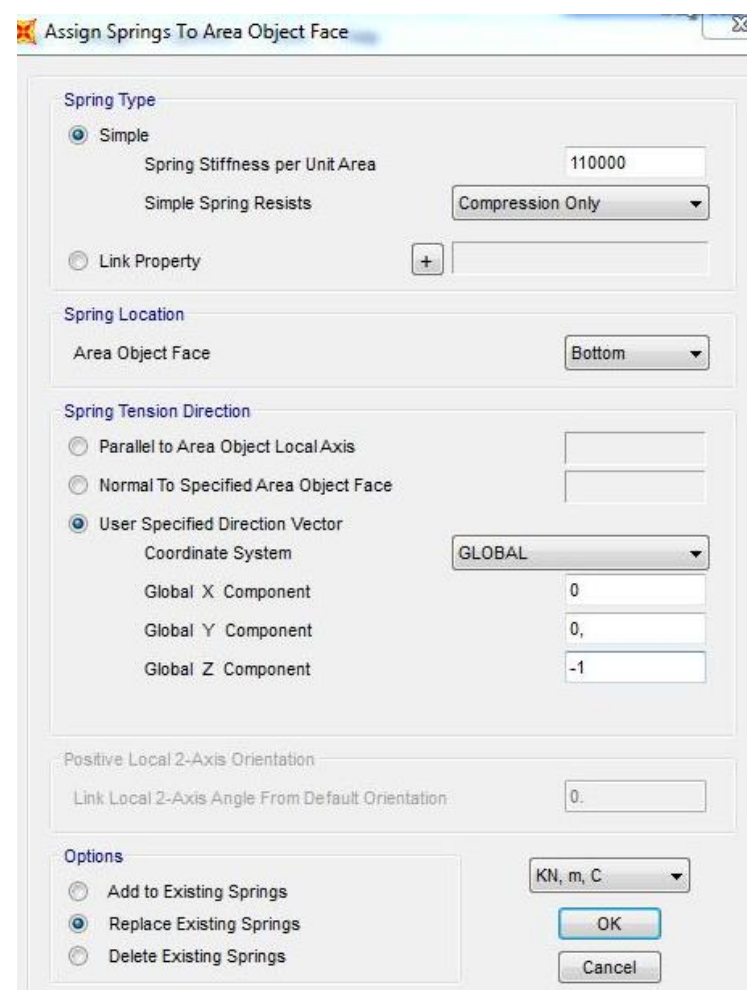


Figura 5.11. En esta imagen se puede ver las características de los muelles introducidos en la losa de cimentación

Muros de Sótano

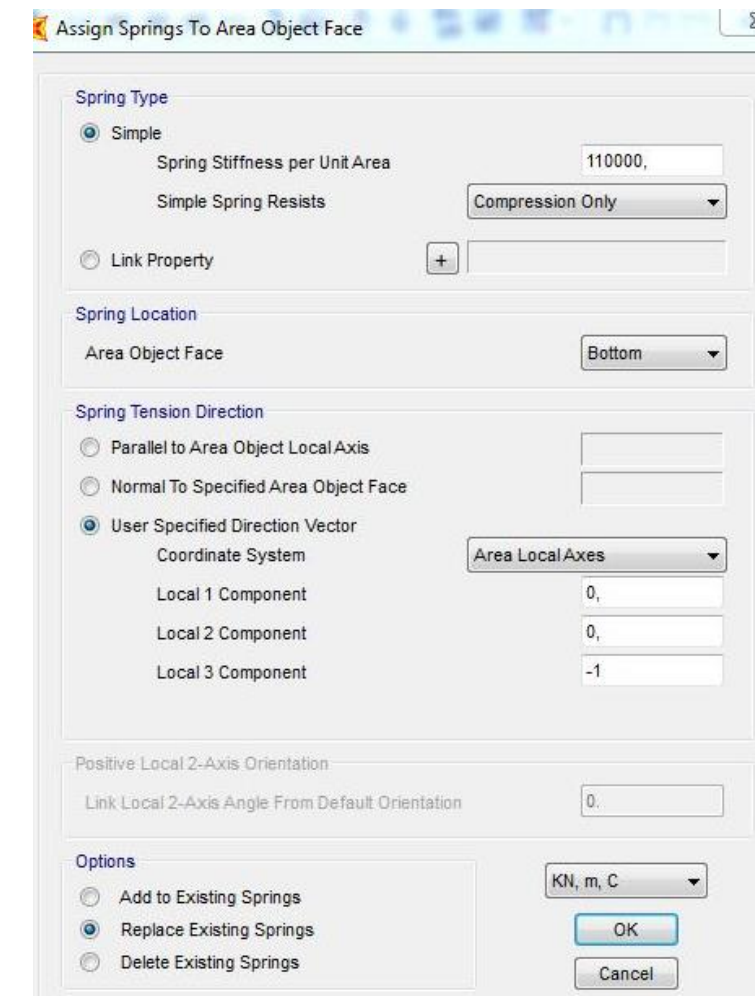


Figura 5.12. En esta imagen se puede ver las características de los muelles introducidos en los muros de sótano

Anejo N° 3

Parte desarrollada por Ximena Jacqueline
Camino Criollo

Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York
Concepción y diseño de la cimentación y construcción bajo rasante



UNIVERSITAT
POLITÀCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



6. Modelo estructural cimentación

6.1. Alcance y datos previos

En el siguiente anejo se procederá a realizar el diseño y dimensionamiento de la losa de cimentación.

Se han utilizado los esfuerzos obtenidos con las siguientes envolventes de esfuerzos, anteriormente explicadas en el modelo general:

- Para los Estados Límites Últimos se ha considerado la envolvente de esfuerzos ENV_RES_PER, que equivale a la envolvente de la combinación de acciones para la comprobación resistente con la situación persistente o transitoria de ELU.
- En los Estados Límites de Servicio, para la comprobación de fisuras de tracción, se ha considerado la envolvente de esfuerzos ENV_RES_CP, que equivale a la envolvente de la combinación de acciones para la comprobación resistente en la situación casi-permanente de ELS.
- En los Estados Límites de Servicio, para la comprobación de fisuras de compresión, se ha considerado la envolvente de esfuerzos ENV_RES_PP, que equivale a la envolvente de la combinación de acciones para la comprobación resistente en la situación poco probable o característica de ELS.

Cabe destacar que en el cálculo estructural no se han tendido en cuenta las acciones diferidas.

6.2. Normativa y recomendaciones

Se ha utilizado en la determinación de los valores característicos, representativos y del cálculo de las acciones a considerar en la losa, así como para las comprobaciones de los estados límite último y de los estados límite de servicio de los elementos estructurales de hormigón armado, así como la determinación de las características mecánicas y estructurales de los mismos:

- Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE 08).
- Código Técnico de la edificación (CTE)

6.3. Ambiente y recubrimientos

6.3.1. Estado límite de durabilidad

Se definirán los datos necesarios para el cálculo estructural de la losa de cimentación. En primer lugar será necesario determinar el ambiente de exposición. Para ello, y para facilitar la tarea utilizamos la tabla 8.2.2 de la EHE.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso	
no agresiva		I	ninguno	- Interiores sin condensaciones - Hormigón en masa
normal	humedad alta	Ila	no cloruros	- Interiores con humedad > 65% - Exteriores sin cloruros y precipitación media anual > 600 mm - Elementos enterrados o sumergidos
	humedad media	IIb	no cloruros	- Exteriores sin cloruros y precipitación media anual < 600 mm
	aérea	IIIa	cloruros	- Elementos de estructuras marinas por encima del nivel de pleamar - Exteriores a menos de 5 km de la costa
marina	sumergida	IIIb	cloruros	- Elementos de estructuras marinas sumergidos o por debajo del nivel mínimo de la pleamar
	en zona de mareas	IIIc	cloruros	- Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas
cloruros no marinos		IV	cloruros	- En contacto con agua no marina con elevado contenido de cloruros - Superficies no impermeabilizadas expuestas a sales de deshielo

Tabla 6.3.1. Tabla 8.2.2. EHE

Según la EHE, la clase de exposición que debemos considerar es Ila para las cimentaciones, por tratarse de elementos enterrados.

Una vez obtenido el ambiente al que se verán expuestos los elementos de hormigón, procederemos a determinar la resistencia mínima del hormigón. Por lo que de la tabla 37.3.2.b de la EHE se deduce que la resistencia mínima del hormigón para un ambiente Ila es de 25 MPa.

masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30
Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

Tabla 6.3.2. Resistencia mínima compatible. Tabla 37.3.2.b EHE

Se ha acordado con los tutores, tomar como valor final de resistencia del hormigón, 30 MPa, debido a los grandes esfuerzos a los que estará sometida esta losa de cimentación.

6.3.2. Recubrimiento mínimo

Una vez obtenida la resistencia del hormigón, procedemos a calcular los recubrimientos mínimos para las armaduras de los elementos de hormigón armado. Según la norma, el recubrimiento nominal mínimo se obtiene con la siguiente expresión:

$$r_{\text{nominal}} = r_{\text{mínimo}} + \Delta r$$

Donde:

r_{nominal} = Recubrimiento mínimo nominal

$r_{\text{mínimo}}$ = Recubrimiento mínimo exigido por la norma

Δr = Margen de recubrimiento en nivel de control de ejecución. Del lado de la seguridad tomaremos 10 mm.

En primer lugar, debemos obtener el valor de $r_{\text{mínimo}}$, según la EHE el recubrimiento mínimo puede calcularse con la siguiente tabla:

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón (f_{ck})	Vida útil de proyecto (t_d), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 6.3.3. Recubrimientos mínimos (mm) para las clases de exposición I y II. Tabla 37.2.2.1.a EHE

En nuestro caso, con una vida útil del proyecto de 100 años, tenemos un $r_{\text{mínimo}} = 25$ mm, por lo tanto el recubrimiento nominal será:

$$r_{\text{nominal}} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$$

6.3.3. Características de los materiales

+ Hormigón armado HA-30/B/20/IIa

- Módulo de elasticidad tangente a 28 días: $E = 33619 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad secante a 28 días: $E = 28576 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.2$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} (^\circ\text{C}^{-1})$
- Densidad: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Ambiente: IIa
- Consistencia: Blanda
- Tamaño máximo del árido: 20 mm.

Se ha supuesto para los cálculos estructurales un tamaño máximo del árido de 20mm y una consistencia blanda.

+ Acero estructural para armadura pasiva B500S

- Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} (^\circ\text{C}^{-1})$
- Límite elástico: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Límite de rotura: $f_u = 550 \text{ MPa}$

6.4. Modelo estructural

En este apartado, se trata todo lo relacionado con el modelo de cálculo escogido y las simplificaciones de los distintos elementos de la estructura.

6.4.1. Herramienta informática de cálculo

Para la realización del presente anejo se ha utilizado principalmente el programa de cálculo de estructuras SAP 2000, versión 17.

SAP 2000 es un programa de cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos que permite llevar a cabo análisis estáticos o dinámicos en 2D o 3D de elementos y sistemas estructurales. Este programa utiliza el método matricial para el cálculo de desplazamientos, reacciones y leyes de esfuerzos. Los métodos matriciales se aplican sobre estructuras planas o espaciales de barras con nudos rígidos o articulados y pueden aplicarse sobre teorías lineales o no lineales.

6.4.2. Hojas excel de cálculo

Se han utilizado hojas excel de cálculo realizadas por el alumno en la asignatura de Estructuras de Cimentación y Contención, para realizar las respectivas comprobaciones de los estados límites a los que se ve sometida la losa de cimentación.

6.4.3. Modelo empleado

Del modelo general, se ha cogido la losa de cimentación para realizar su diseño y dimensionamiento. Según el apartado anterior 5.2.I. explicado por Ricardo Moya Barberá, la losa de cimentación tiene las siguientes características:

Elemento	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Losa de cimentación	0-LC	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 1 Flexión = 1

Tabla 6.4.1. Características de la losa de cimentación

La modelización del contacto cimentación-terreno es la siguiente:

Se ha considerado que el suelo es un medio con un comportamiento elástico, esto provoca que se apliquen muelles, en el caso de la losa la dirección de rigidez va a ser según el eje Z global. La rigidez de estos muelles va a coincidir con el coeficiente de Balasto del suelo, que al tratarse de un esquisto, va a ser de un valor alto, concretamente 110.000 KN/m²m.

Las características de los muelles que se han introducido son:

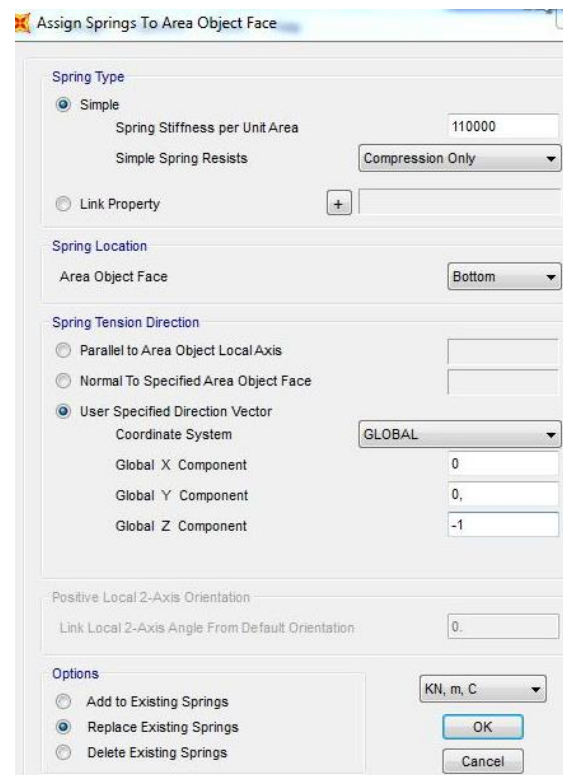


Figura 6.4.1. En esta imagen se ven las características de los muelles introducidos en la losa de cimentación

Todo lo referente a la combinación de acciones utilizada, se ha explicado en el apartado 3.

6.5. Diseño y dimensionamiento de la losa de cimentación

Una vez obtenido el modelo de la losa de cimentación, procedemos a comprobar el funcionamiento de este modelo analizando su comportamiento.

Vemos en la siguiente figura 6.5.1. suponiendo una losa con sección de canto $h = 1$ m, que se representa las zonas en las que se necesita refuerzo de armadura de cortante (azul oscuro) y las zonas en la que no es necesario. Obviamente con la dimensión de los elementos finitos propuesta no nos aporta suficiente información, por lo que se decide hacer una subdivisión más pequeña.

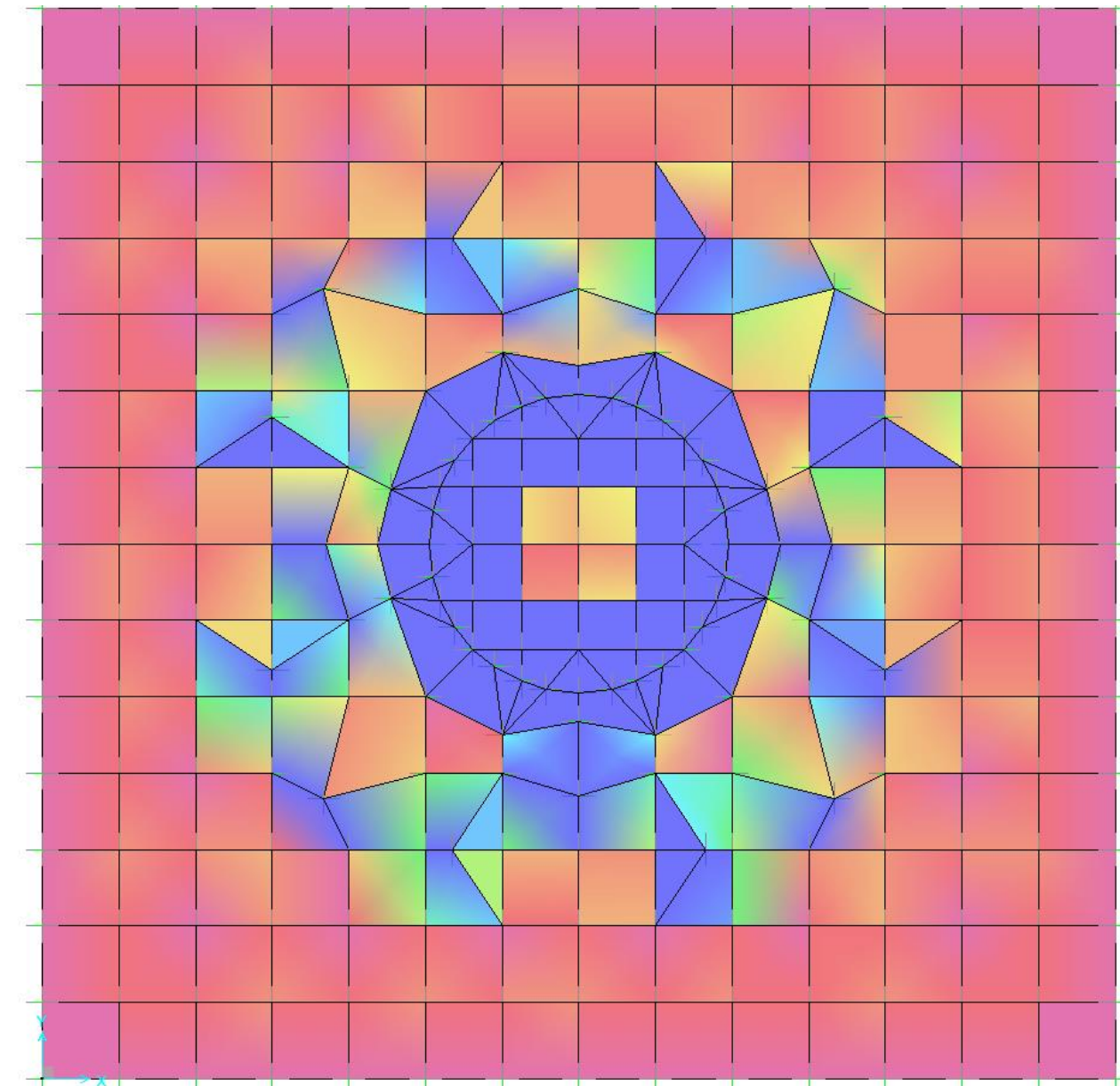


Figura 6.5.1. Modelo de la losa de cimentación antes de realizar más subdivisiones de los elementos finitos

Una vez realizada la subdivisión, se volvieron a aplicar las cargas y se obtuvieron de nuevo las zonas de la losa en las que se necesita armadura de cortante, se aprecia en la siguiente imagen la gran diferencia que existe al tener más subdivisiones de los elementos finitos, lo que nos aportará información más detallada de la losa.

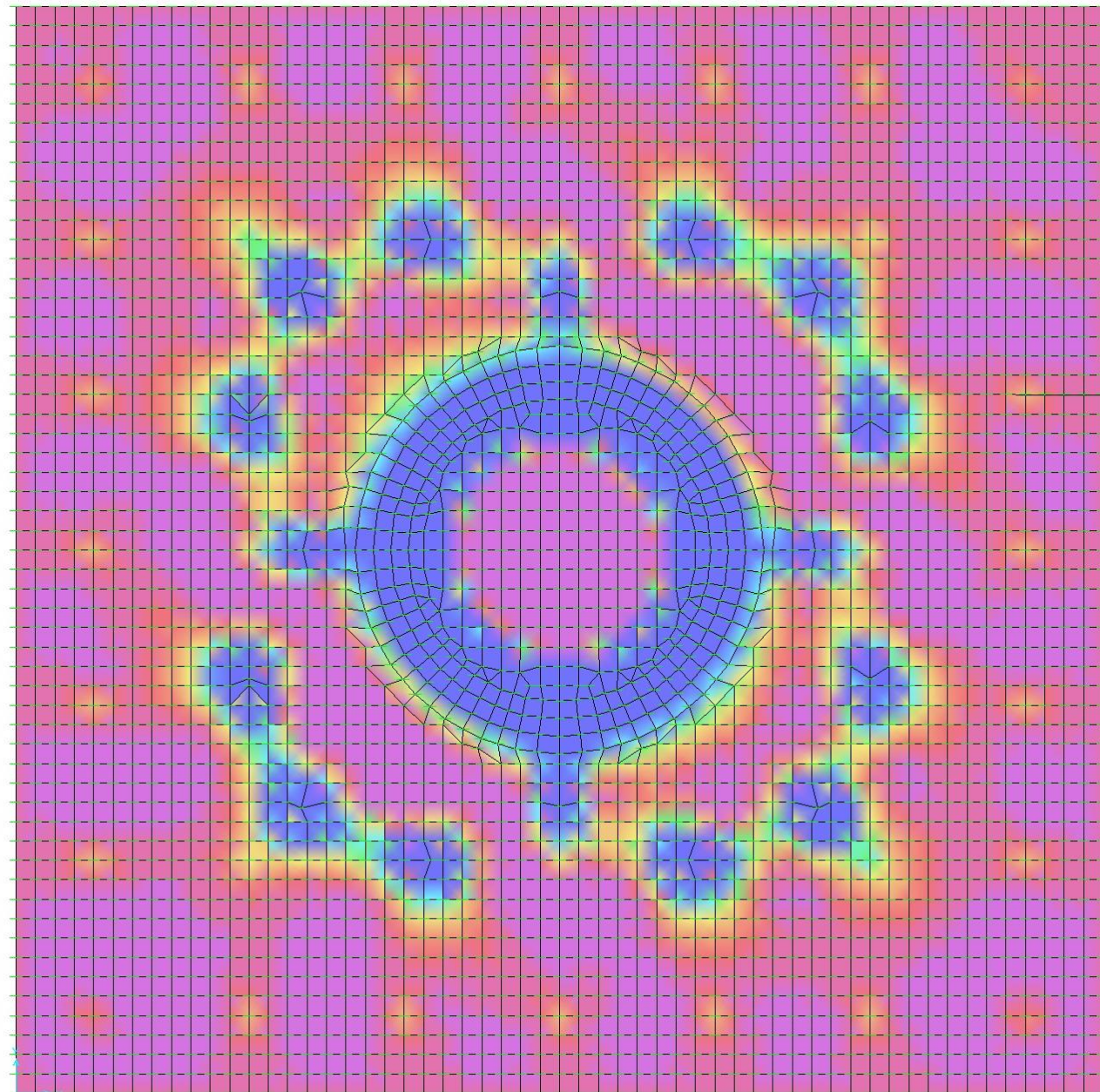


Figura 6.5.2. Modelo de la losa de cimentación después de realizar más subdivisiones de los elementos finitos

A continuación se aplicaron las cargas y se obtuvieron los momentos positivos aplicados en la losa de cimentación, se observa en la figura 6.5.3. que los mayores momentos positivos, provocados por el núcleo central, se representan con el color azul oscuro y a medida que nos alejamos del azul los momentos positivos serán menores.

Lo mismo podemos apreciar en la siguiente figura, donde los mayores momentos negativos, provocados por las tracciones bajo los pilares del edificio y muro central, se representan con color morado oscuro y a medida que nos alejamos del morado los momentos negativos serán menores.

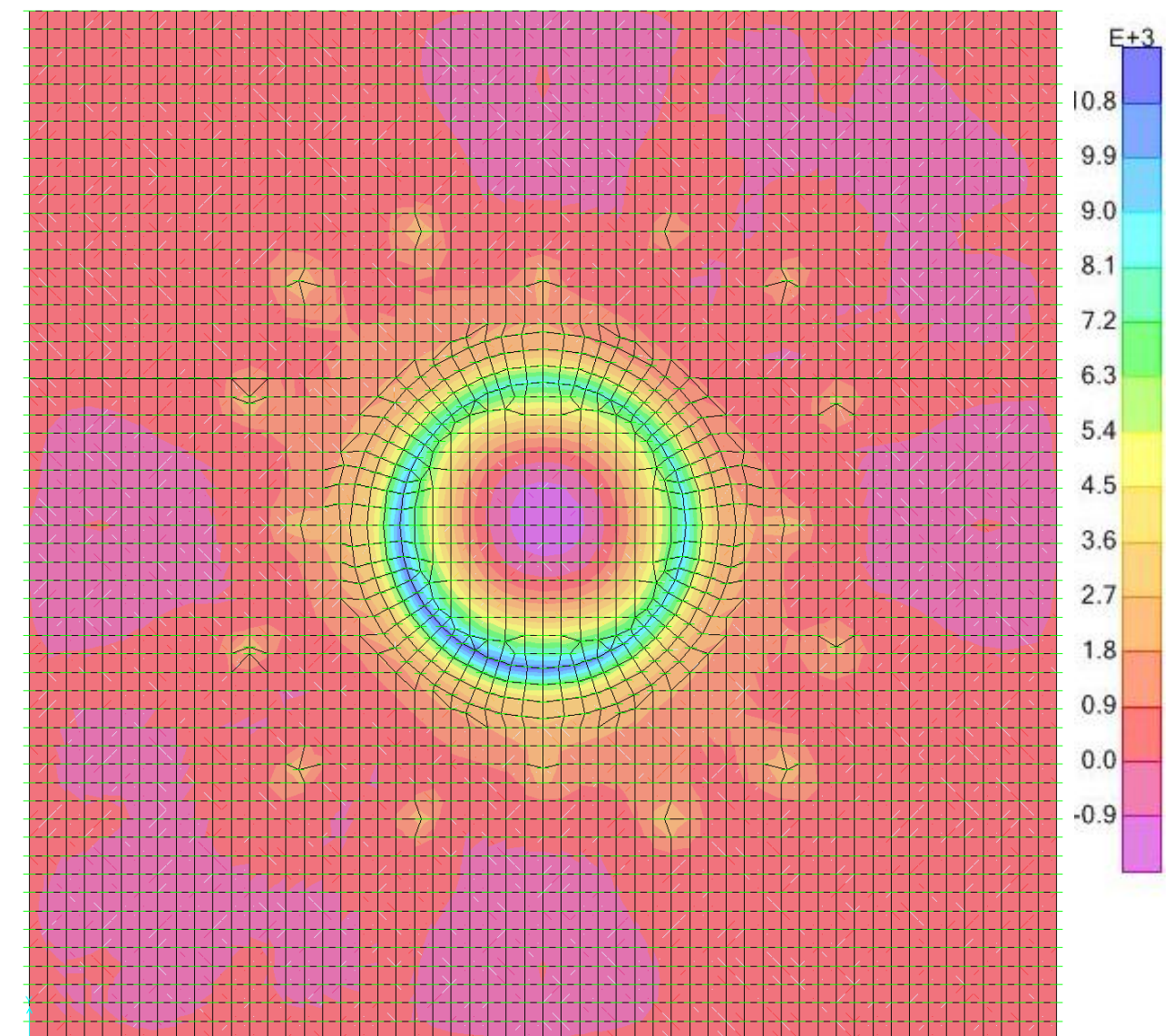


Figura 6.5.3. Momentos positivos

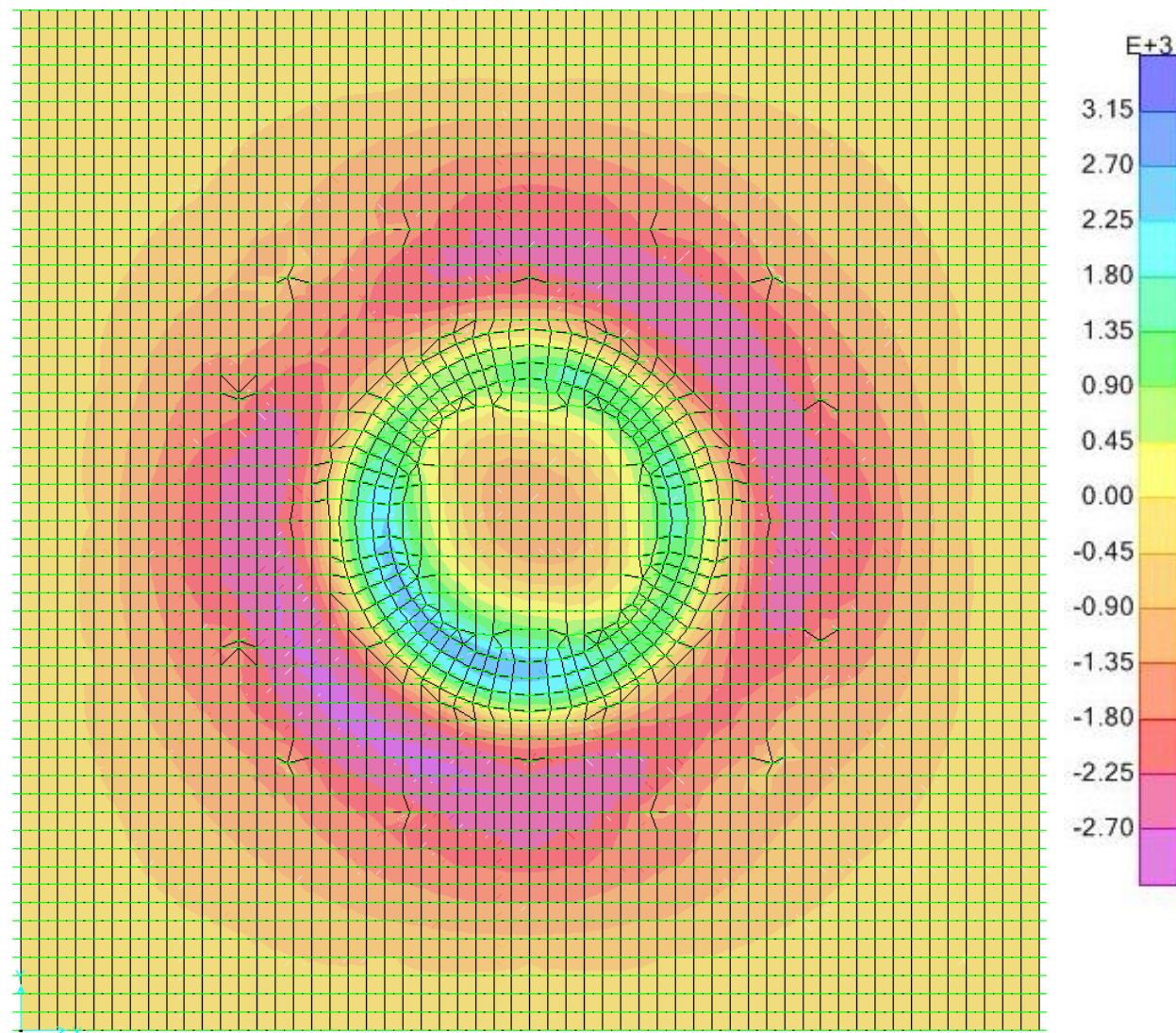


Figura 6.5.4. Momentos negativos

En los siguientes diagramas de momentos de la losa, se aprecia claramente las zonas donde los momentos positivos y negativos son mayores. En el caso del diagrama de momentos positivos máximos se observa como el muro del núcleo central del edificio provoca los mayores momentos en la losa, se aprecia también la segunda zona más solicitada que sería la provocada por los pilares del edificio.

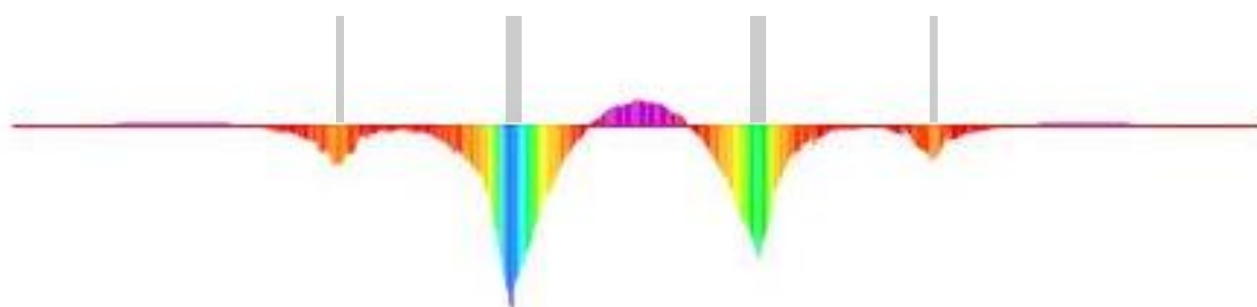


Figura 6.5.5. Diagrama de momentos positivos máximos de la losa

En el caso del diagrama de momentos negativos máximos se observa como entre el muro del núcleo central y los pilares del edificio se producen los mayores momentos, mientras que la segunda zona más solicitada es la zona del centro del núcleo.

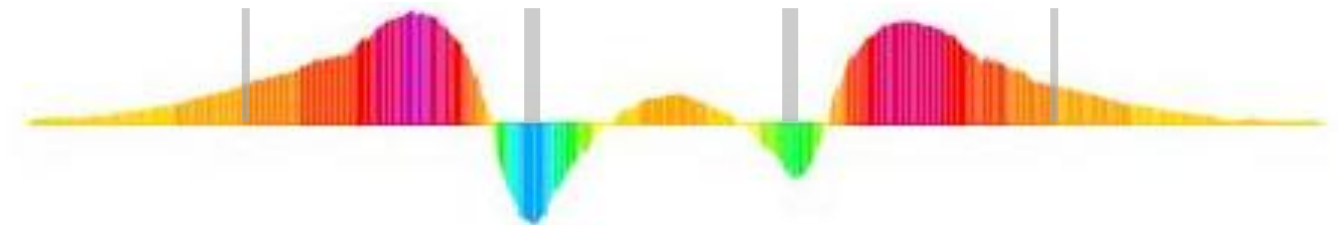


Figura 5.5.6. Diagrama de momentos negativos máximos de la losa

A continuación, se supuso varios cantos para la losa ($h = 1\text{ m}$, 1.3 m y 1.5 m) y se realizó un predimensionamiento teniendo en cuenta el cortante necesario en la zona más solicitada de la losa, como resultado se obtuvo que la armadura necesaria frente a cortante era la misma en los 3 casos, por lo que se concluyó que la restricción más importante en esta losa es la armadura longitudinal.

Por lo tanto, procederemos a realizar el diseño y dimensionamiento de la losa de cimentación teniendo en cuenta en primer lugar las dos solicitaciones más restrictivas, en este caso ELU de solicitaciones normales y ELS de fisuración.

Comenzaremos dimensionando la losa en la sección más restrictiva, para después seguir con las siguientes zonas menos restrictivas, el orden será el siguiente:

- Zona del muro del núcleo
- Zona central del núcleo
- Zona entre pilares – muro edificio
- Zona de los pilares del edificio
- Zona de los pilares del sótano

6.5.1 Zona del muro del núcleo

6.5.1.1 Momentos positivos

5.1.1.1. ELU de solicitaciones normales

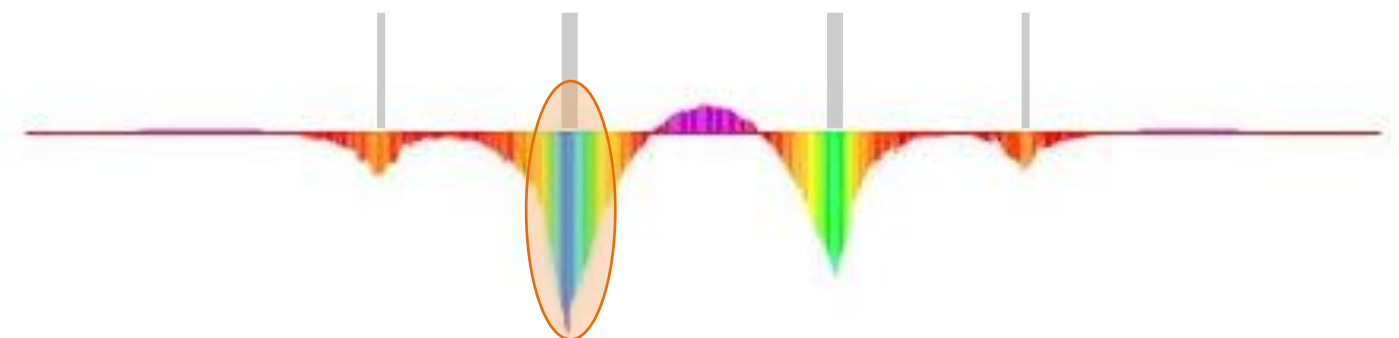


Figura 6.5.7. Diagrama de momentos negativos máximos de la losa

Por recomendación de los tutores partimos suponiendo un canto de la losa $h = 2.2 \text{ m}$ en la zona más crítica.

Como resultado, tenemos en la sección más restrictiva los siguientes esfuerzos:

Situación	Nd (KN/m)	M (KNm/m)	Vd (KN/m)
Persistente	432.99	10873.33	3048.06

En esta sección la armadura necesaria sería:

- Por cálculo: $A_{s1} (\text{cm}^2) = 122.01$ (Zona C de dimensionamiento)
 $A_{s2}' (\text{cm}^2) = 0$
- Por mínimos geométricos: $A_{s1} (\text{cm}^2) = 39.6$ (repartido al 50% en cada dirección)
- Por mínimos mecánicos: $A_{s1} (\text{cm}^2) = 40.48$

Por lo que vamos a disponer:

$$A_{s1} (\text{cm}^2) = 7 \text{ grupos de barras de } 3\varnothing 25 = 103.08 \text{ cm}^2$$

Armado base:

$$A_{s2}' (\text{cm}^2) = 5 \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s1} (\text{cm}^2) = 5 \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s1 \text{ final}} (\text{cm}^2) = 103.08 + 24.54 = 127.62 \text{ cm}^2$$

El decalaje de la armadura longitudinal de tracción que se produce a un canto útil es:

Canto útil, d (m)	Vd (KN/m)
3.1	1173.74

$$\Delta A_{s1} (\text{cm}^2) = 21.81$$

Que corresponde a un aumento de $A_{s1} (\text{cm}^2) = 2 \text{ grupos de barras de } 3 \varnothing 25 = 29.45 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, la armadura dispuesta finalmente se resume en:

$$A_{s1} (\text{cm}^2) = 9 \text{ grupos de barras de } 3 \varnothing 25 = 132.53 \text{ cm}^2$$

Armado base:

$$A_{s2}' (\text{cm}^2) = 5 \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s1} (\text{cm}^2) = 5 \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s1 \text{ final}} (\text{cm}^2) = 132.53 + 24.54 = 157.07 \text{ cm}^2$$

La separación libre entre grupos de barras será:

$$s = 67.8 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing_{\text{equivalente}} = 43.3 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Separación libre de armado base:

$$s = 175.0 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing_{\text{equivalente}} = 43.3 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje son:

- Para A_{s1} :
+ Prolongación recta: $l_n = 0.65 \text{ m}$
+ En patilla: $l_n = 0.45 \text{ m}$
- Para A_{s2}' :
+ Prolongación: $l_n = 0.70 \text{ m}$
+ En patilla: $l_n = 0.70 \text{ m}$

Las longitudes de solape son:

- Para A_{s1} :
+ $l_s = 1.30 \text{ m}$
- Para A_{s2}' :
+ $l_s = 1.40 \text{ m}$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{\text{necesaria}}}{A_{\text{dispuesta}}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\varnothing 25$ es de 0,20 m.

Es evidente que en el muro es necesario reforzar el armado, estos grupos de barras llevarán la dirección de las tensiones principales como se observa a continuación en la siguiente imagen:

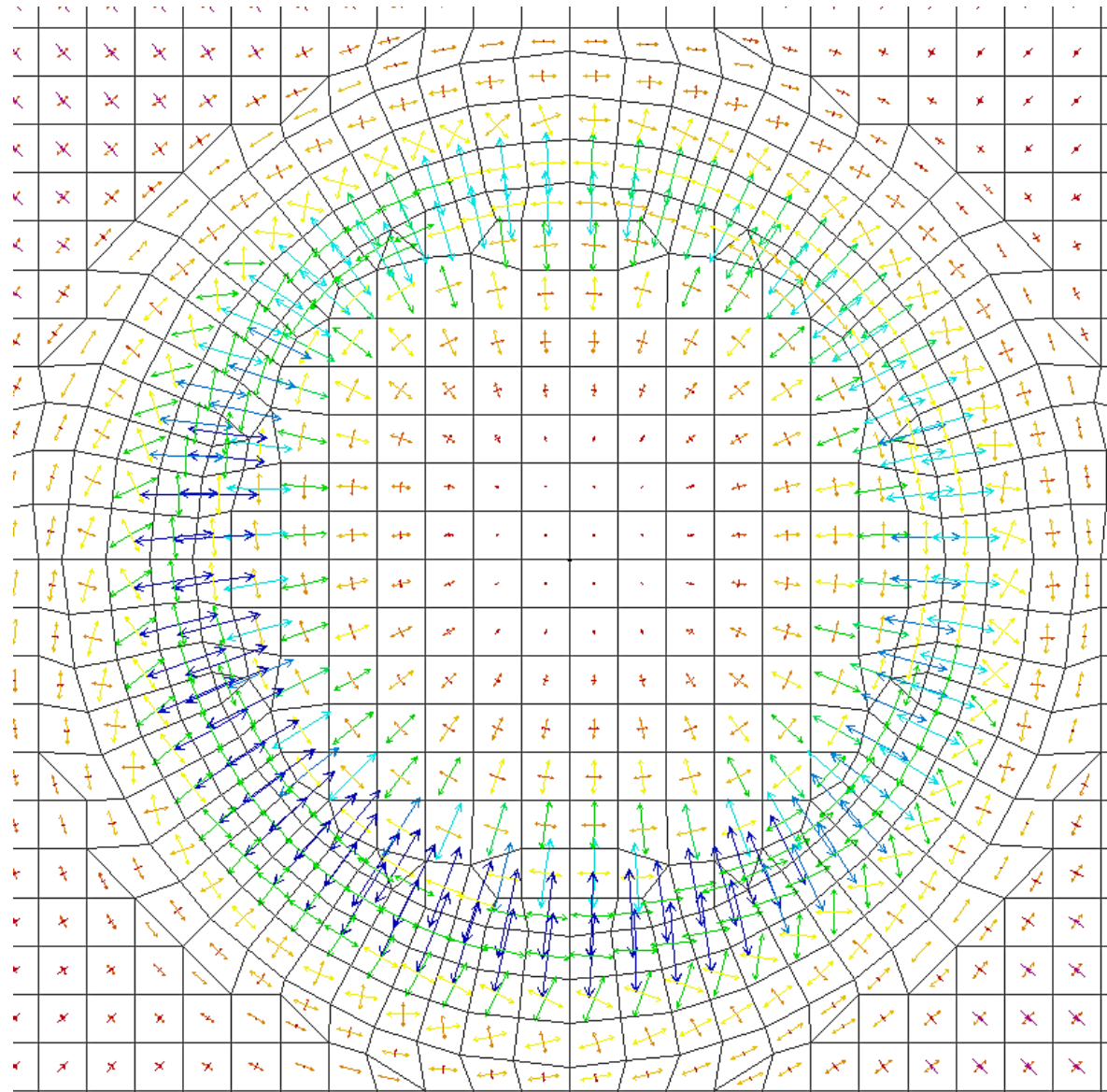


Figura 6.5.8. Dirección de las tensiones bajo el muro del núcleo

6.5.1.1.2. ELS de fisuración

Para la comprobación frente a las fisuras por tracción se toma el momento máximo con la combinación casi-permanente, aplicado en esa sección:

Situación	M (KNm/m)
Casipermanente	5417.09

Con el armado dispuesto, las características geométricas de sección de la losa y la abertura máxima de fisura a tracción $W_{\max} = 0,3 \text{ mm}$ se calcula la abertura de fisura a tracción:

$$W_{k\max} = 0,274\text{mm} < W_{\max} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Frente a las fisuras de compresión tomamos el momento máximo con la combinación poco probable, aplicando en esa sección:

Situación	M (KNm/m)
Poco probable	7758.74

La máxima tensión de compresión que aparece es $\sigma_c = 13.59 \text{ MPa}$ y la máxima que resiste la sección es $\sigma_{\max} = 18,00 \text{ MPa}$. \longrightarrow CUMPLE

Como resultado tenemos que la losa de cimentación con canto $h = 2.2 \text{ m}$ cumple las 2 comprobaciones más restrictivas para este caso, pero siguiendo la recomendación de los tutores, al encontrarse la roca a los 0.6 metros de profundidad desde la base de la losa, será necesario colocar hormigón ciclópeo debajo. Esto puede ocasionar problemas debido a los grandes esfuerzos de compresión que hay debajo de la losa, provocando que el funcionamiento del hormigón ciclópeo no sea el adecuado. Por lo tanto, se ha decidido tomar un canto de la losa de $h = 2.7 \text{ m}$ con unos 10 cm de hormigón de limpieza. En la siguiente imagen se observa el resultado:

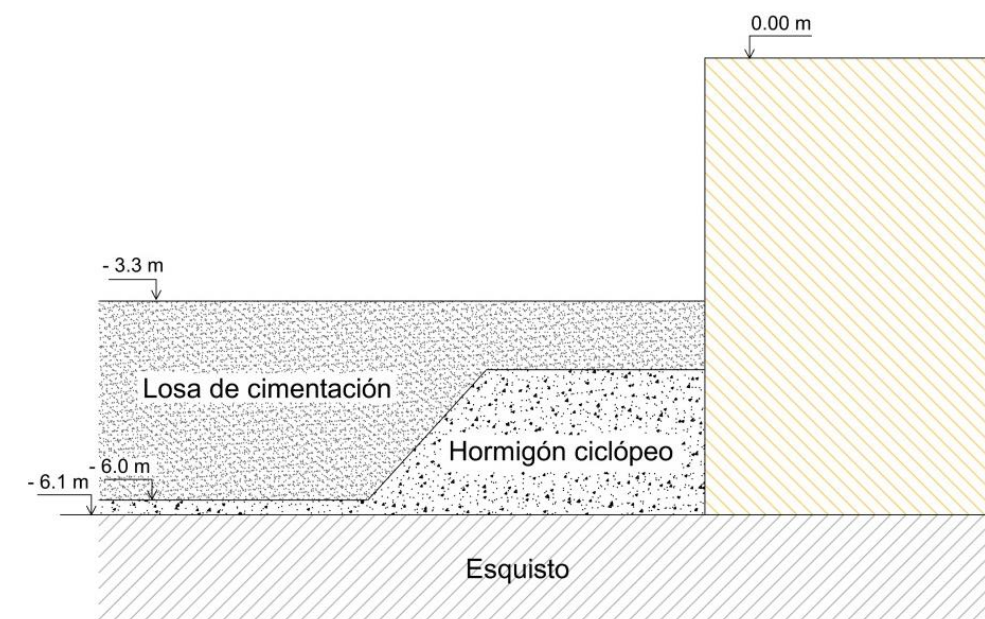


Figura 5.9. Losa de cimentación

A continuación se procederá a realizar las respectivas comprobaciones de la losa con un canto de $h = 2.7 \text{ m}$

6.5.1.1.3. ELU de solicitaciones normales

Como resultado, tenemos en esa sección más restrictiva los siguientes esfuerzos:

Situación	Nd (KN/m)	M (KNm/m)	Vd (KN/m)
Persistente	401.03	12319.35	3187.1

En esta sección la armadura necesaria sería:

- Por cálculo: $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 109.44$ (Zona C de dimensionamiento)
 $A_{s2}' \text{ (cm}^2\text{)} = 0$
- Por mínimos geométricos: $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 48.6$ (repartido al 50% en cada dirección)
- Por mínimos mecánicos: $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 49.68$

Por lo que vamos a disponer:

$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 6$ grupos de barras de $3 \text{ } \varnothing 25 = 88.35 \text{ cm}^2$
Armado base:

$A_{s2}' \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2$ (en cada dirección)
 $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2$ (en cada dirección)

$A_{s1 \text{ final}} \text{ (cm}^2\text{)} = 88.35 + 24.54 = 112.89 \text{ cm}^2$

El decalaje de la armadura longitudinal de tracción que se produce a un canto útil es:

Canto útil, d (m)	Vd (KN/m)
3.1	1837.44

$\Delta A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 29.1$

Que corresponde a un aumento de $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 2$ grupos de barras de $3 \text{ } \varnothing 25 = 29.45 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, la armadura dispuesta finalmente se resume en:

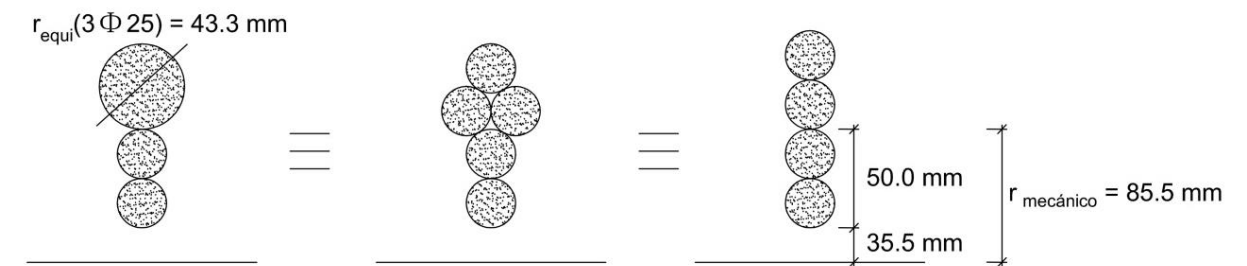
$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 8$ grupos de barras de $3 \text{ } \varnothing 25 = 117.8 \text{ cm}^2$

Armado base:

$A_{s2}' \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2$ (en cada dirección)
 $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2$ (en cada dirección)

$A_{s1 \text{ final}} \text{ (cm}^2\text{)} = 117.8 + 24.54 = 142.34 \text{ cm}^2$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:



Como los grupos de barras se colocan de forma radial, se ha calculado las separaciones en 3 puntos, en el punto de máximo momento y en los extremos de las barras:

- La separación libre entre barras en el punto de máximo momento es:

$s = 81.7 \text{ mm}$ siendo $> 20 \text{ mm}$
 $> \varnothing$ mayor, este caso $\varnothing_{\text{equivalente}} = 43.3 \text{ mm}$
 $> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$
 $< 300 \text{ mm}$

- La separación libre entre barras en los puntos extremos:

$s = 196.5 \text{ mm}$ siendo $> 20 \text{ mm}$
 $> \varnothing$ mayor, este caso $\varnothing_{\text{equivalente}} = 43.3 \text{ mm}$
 $> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$
 $< 300 \text{ mm}$

$s = 51.3 \text{ mm}$ siendo $> 20 \text{ mm}$
 $> \varnothing$ mayor, este caso $\varnothing_{\text{equivalente}} = 43.3 \text{ mm}$
 $> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$
 $< 300 \text{ mm}$

Separación libre de armado base:

$s = 175.0 \text{ mm}$ siendo $> 20 \text{ mm}$
 $> \varnothing$ mayor, este caso $\varnothing_{\text{equivalente}} = 43.3 \text{ mm}$
 $> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$
 $< 300 \text{ mm}$

Las longitudes de anclaje son:

- Para A_{s1} :
+ Prolongación recta: $l_n = 0,65 \text{ m}$
+ En patilla: $l_n = 0,45 \text{ m}$

- Para A_{s2}' :
+ Prolongación: $l_n = 0,75 \text{ m}$
+ En patilla: $l_n = 0,75 \text{ m}$

Las longitudes de solape:

- Para A_{s1} : $+ l_s = 1.30 \text{ m}$
- Para A_{s2}' : $+ l_s = 1.50 \text{ m}$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{necesaria}}{A_{dispuesta}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\varnothing 25$ es de 0,20 m.

En la siguiente imagen se representa, en azul oscuro, las zonas con necesidad de armadura de refuerzo en la cara inferior de la losa de cimentación, esto se consigue marcando en los límites de visualización el momento máximo que puede resistir la sección de la losa con el armado base.

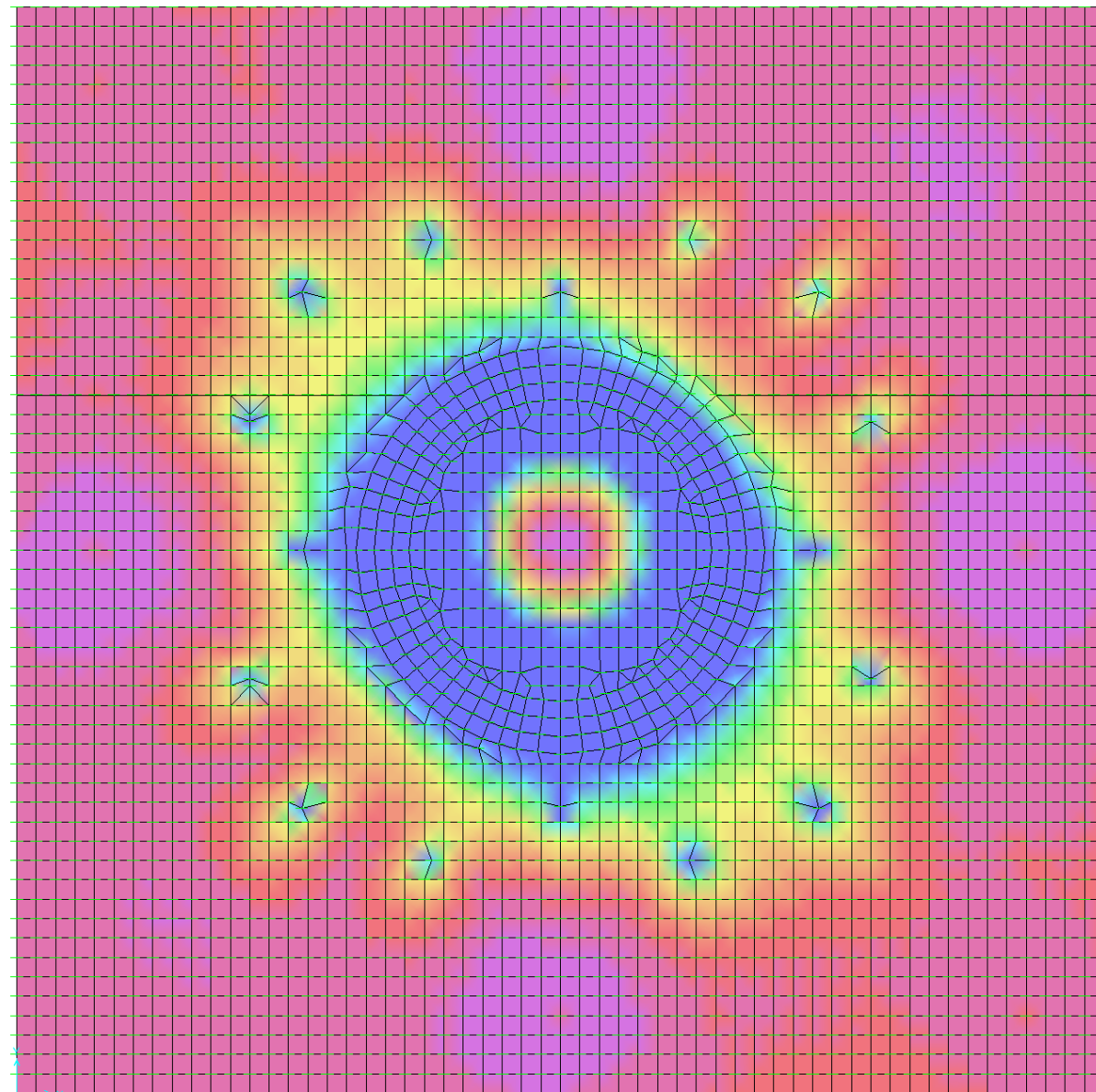


Figura 6.5.10. Zona necesaria de armadura inferior por tracciones

6.5.1.1.4. ELS de fisuración

Para la comprobación frente a las fisuras por tracción se ha tomado el momento máximo con la combinación casi-permanente, aplicado en esa sección:

Situación	M (KNm/m)
Casipermanente	6017.30

Con el armado dispuesto, las características geométricas de sección de la losa y la abertura máxima de fisura a tracción $W_{\max} = 0,3 \text{ mm}$ vemos que se cumple con la abertura de fisura a tracción:

$$W_{k\max} = 0,248 \text{ mm} < W_{\max} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Frente a las fisuras de compresión tomamos el momento máximo con la combinación poco probable, aplicando en esa sección:

Situación	M (KNm/m)
Poco probable	8780.64

La máxima tensión de compresión que aparece es $\sigma_c = 11.35 \text{ MPa}$ y la máxima que resiste la sección es $\sigma_{\max} = 18,00 \text{ MPa}$. $\longrightarrow \text{CUMPLE}$

6.5.1.1.5. ELU frente a solicitaciones tangenciales

Para el cálculo de dicho estado límite último necesitamos el valor del máximo cortante, que es el provocado por el muro:

$$\begin{aligned} V_{1d} &= 4414.94 \text{ KN} \\ V_{2d} &= 1508.44 \text{ KN} \end{aligned}$$

Una vez hechos los cálculos, los resultados obtenidos son los siguientes:

$$V_{u1} = 15605 \text{ KN} > 4414.94 \text{ KN} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

$$V_{cu} = 844.65 \text{ KN} < 1508.44 \text{ KN} \longrightarrow \text{Necesita armadura de cortante}$$

Siendo esta armadura necesaria por cortante:

$$A_{a,\min} = 0,0009655 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Separación máxima entre cercos } S_t = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Separación máxima transversal } S_{t,\text{trans}} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Con una separación } S_t = 0,20 \text{ m es necesario } A_{sa} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Finalmente se dispone:

$$A_{sa} = 2.01 \text{ cm}^2 = \mathbf{2c \varnothing 8/0,20}$$

Con un diámetro de doblado $\varnothing 8 = 32 \text{ mm}$.

Como podemos apreciar el armado necesario obedece a mínimos, por lo tanto toda la zona en la que sea necesario el armado de cortante será por mínimos. No disponemos de la sección necesaria de hormigón para que resista por sí sola frente a cortante.

Si quisiéramos no tener que colocar armadura frente a cortante habría que aumentar casi el doble la sección de hormigón, lo que conllevaría excavar en roca, y teniendo en cuenta que el edificio se encuentra en una zona residencial tendríamos que tener cuenta el impacto acústico que ocasionaría. Por lo tanto, se debería realizar una valoración económica.

Del mismo modo, si estuviéramos en suelos o si la roca estuviera más profunda, habría que realizar una valoración económica.

En la siguiente imagen se aprecia la zonas de la losa en las que es necesario la armadura de cortante (azul oscuro).

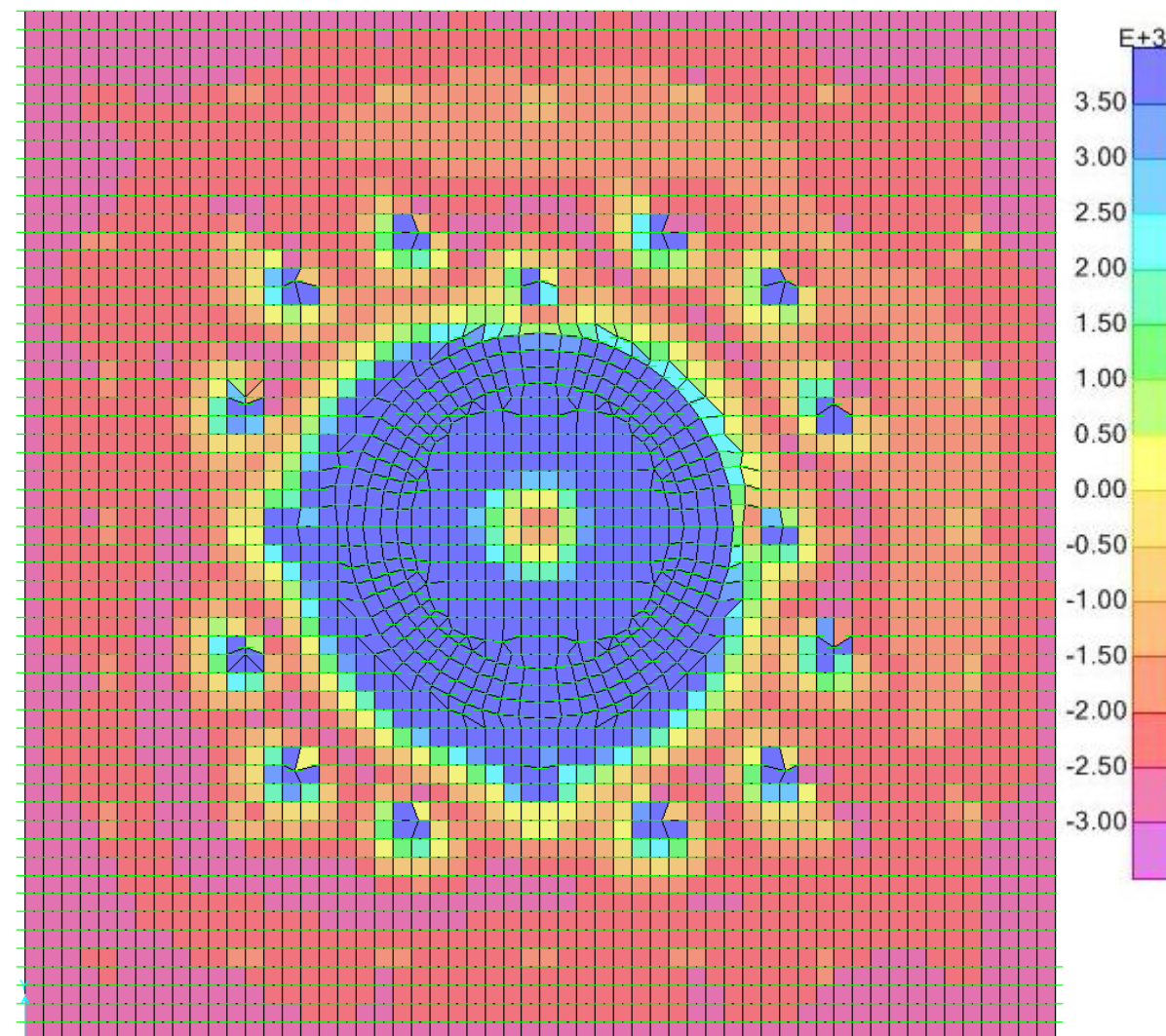


Figura 6.5.11. Zona necesaria de armadura de cortante (azul)



Figura 6.5.12. Zona necesaria de armadura de cortante (azul)

6.5.1.2 Momentos negativos

Los esfuerzos que provoca el muro no llegan a ocasionar momentos negativos en esa zona.

6.5.2. Zona central del núcleo

6.5.2.1 Momentos positivos

No se provocan momentos positivos en esta zona.

6.5.2.2 Momentos negativos

6.5.2.2.1 ELU de solicitaciones normales



Figura 6.5.12. Momentos negativo máximos

En esta zona de la losa, tenemos un canto $h = 2.7 \text{ m}$.

Como resultado, tenemos en esta sección tracciones en la cara superior de la losa debido al momento negativos que hay en esa sección, los esfuerzos son los siguientes:

Situación	Nd (KN/m)	Md (KNm/m)	Vd (KN/m)
Persistente	264.65	-812.46	507.47

En esta sección la armadura necesaria sería:

- Por cálculo: $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 3.96$ (Zona C de dimensionamiento)
 $A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 0$

- Por mínimos geométricos: $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 48.6$ (repartido al 50% en cada dirección)

- Por mínimos mecánicos: Como se trata de elementos de cimentación de gran tamaño que cumple con la expresión:

$$A_{s \text{ necesaria}} \leq 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c \longrightarrow \text{se dispone como armadura mínima a } A_{s \text{ necesaria}},$$

siendo $a = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$, como resultado tenemos:

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 5.78$$

Por lo que vamos a disponer:

Armado base:

$$A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

El decalaje de la armadura longitudinal de tracción que se produce debido al cortante actuante en ese punto es:

$$\Delta A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 19.9$$

Que corresponde a un aumento de $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, la armadura dispuesta incluido el armado base se resume en:

$$A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2 \text{ final}} \text{ (cm}^2\text{)} = 10 \text{ } \varnothing 25 = 49.09 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:

$$r_{\text{mecánico}} = 0.06 \text{ m}$$

La separación libre entre barras será:

- Para A_{s2} : (incluido armado base):

$$s = 75.0 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Para A_{s1}' :

$$s = 175.0 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje son:

- Para A_{s2} :
+ Prolongación recta: $l_n = 0.45 \text{ m}$
+ En patilla: $l_n = 0.45 \text{ m}$

- Para A_{s1}' :
+ Prolongación: $l_n = 0.55 \text{ m}$
+ En patilla: $l_n = 0.55 \text{ m}$

Longitud de solape A_{s2} :

$$+ l_s = 0.90 \text{ m}$$

Longitud de solape A_{s1}' :

$$+ l_s = 1.10 \text{ m}$$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{\text{necesaria}}}{A_{\text{dispuesta}}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\varnothing 25$ es de 0,20 m

6.5.2.2.2 ELS de fisuración

Para la comprobación frente a las fisuras por tracción se ha tomado el momento máximo con la combinación casi-permanente, aplicado en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Casipermanente	-397.1

Con el armado dispuesto, las características geométricas de sección de la losa y la abertura máxima de fisura a tracción $w_{\text{max}} = 0.3 \text{ mm}$ vemos que se cumple con la abertura de fisura a tracción:

$$w_{k\text{max}} = 0 < w_{\text{max}} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Frente a las fisuras de compresión tomamos el momento máximo con la combinación poco probable, aplicando en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Poco probable	-573.68

La máxima tensión de compresión que aparece es $\sigma_c = 1.13$ MPa y la máxima que resiste la sección es $\sigma_{\max} = 18,00$ MPa. \longrightarrow CUMPLE

6.5.2.2.3. ELU frente a solicitaciones tangenciales

Para el cálculo de dicho estado límite último necesitamos los valores siguientes:

$$V_{1d} = 887.89 \text{ KN}$$

$$V_{2d} = 403.91 \text{ KN}$$

Una vez hechos los cálculos, los resultados obtenidos son los siguientes:

$$V_{u1} = 15690 \text{ KN} > 887.89 \text{ KN} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

$$V_{cu} = 1032.9 \text{ KN} > 403.91 \text{ KN} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Como estamos en un elemento sin armadura de cortante, en esta zona la sección cumple frente a las solicitaciones tangenciales.

En la siguiente imagen se aprecia la zona del centro del muro del núcleo que no necesita armadura de cortante (lo que no es azul oscuro), como era de esperar prácticamente son las mismas zonas que obtuvimos como resultado en la comprobación de ELU frente a solicitaciones tangenciales provocadas por el muro (apartado 6.5.1.5.)

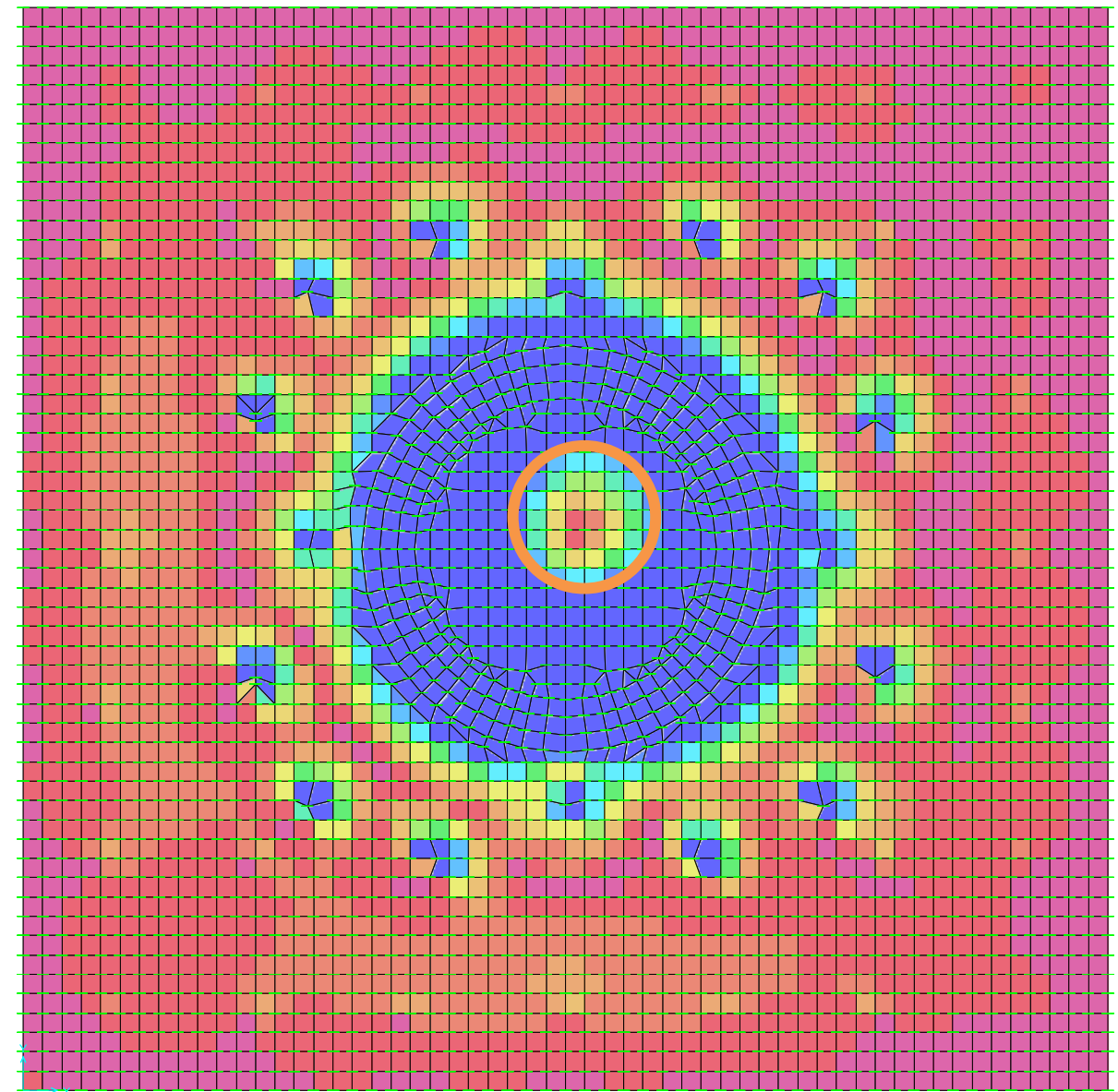


Figura 6.5.12. Zona del núcleo que no necesita armadura de cortante

6.5.3. Zona entre pilares – muro núcleo

6.5.3.1 Momento positivo

En el siguiente diagrama, se aprecia como en esta zona debido al momento positivo se producen tracciones en la cara inferior de la losa:

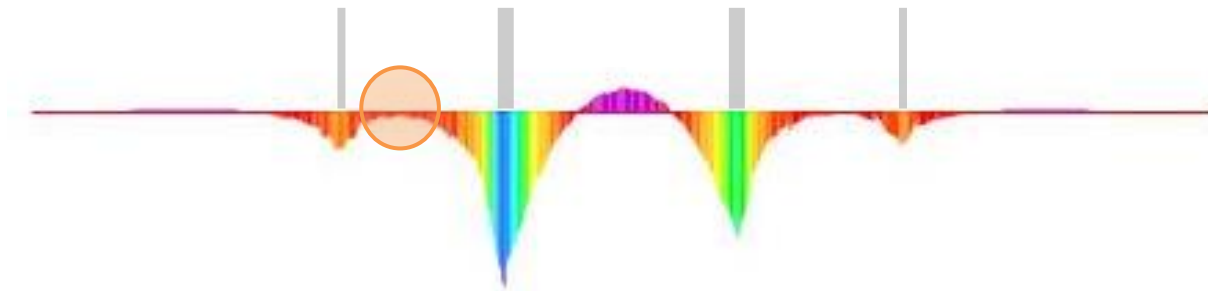


Figura 6.5.13. Diagrama de momentos negativos máximos de la losa

Sin embargo, en el siguiente diagrama se demuestra que este momento máximo simplemente con la armadura base es cubierto. Pues en el diagrama los límites del gráfico son la capacidad resistente de la sección de la losa con su armado base inferior y superior frente a flexión, tanto positiva como negativa (- 2780KNm y 2780KNm). La únicas zonas que hay que reforzar en este gráfico son las de azul oscuro (para armado inferior) y morado (para armado superior), como se puede apreciar las únicas zonas de refuerzo de armado inferior es la del muro, refuerzo que se estudió anteriormente en el apartado 6.5.1.1.3, y en los pilares, refuerzo que se estudiará en el apartado 6.5.4.1. Por lo tanto, se deduce que no hace falta ningún refuerzo inferior en la zona entre el muro y pilar.

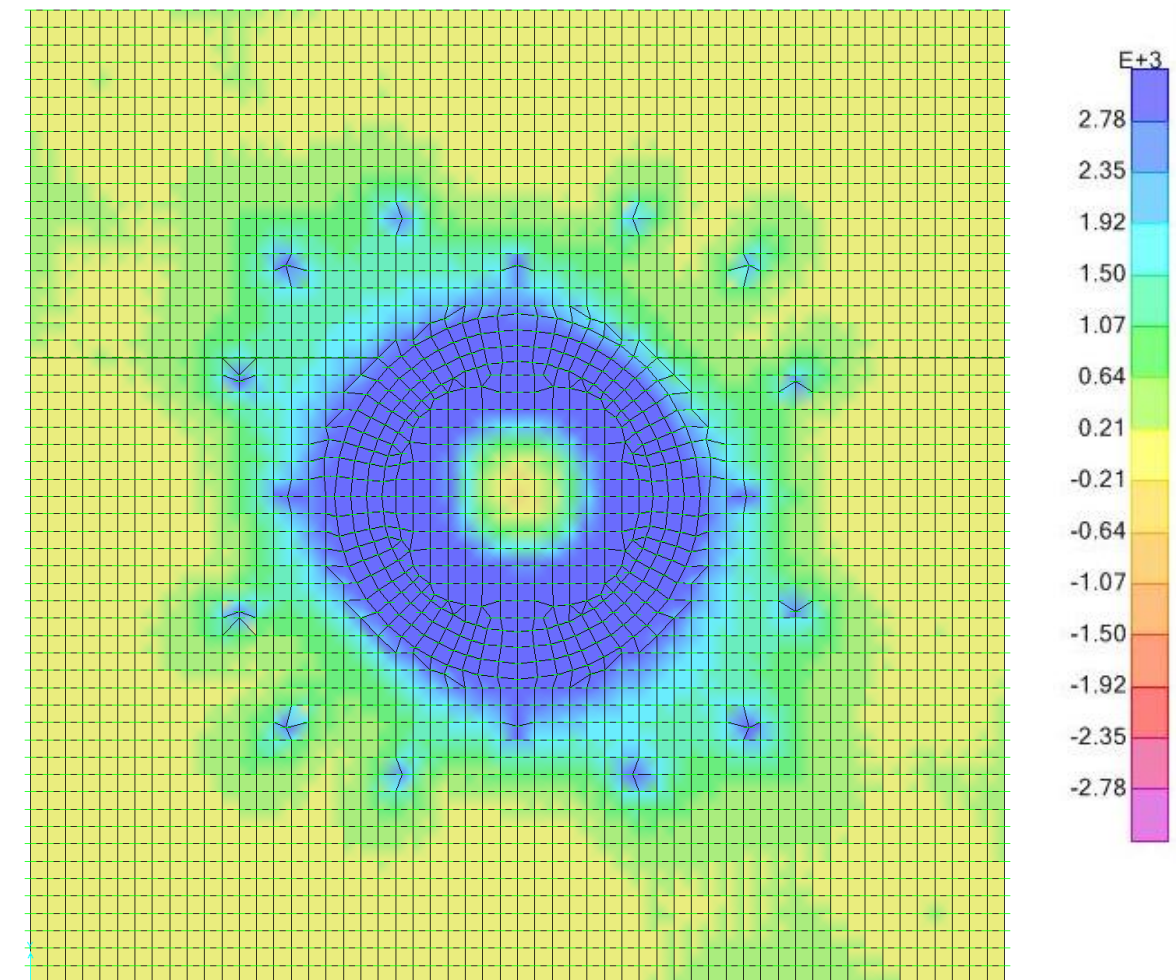


Figura 6.5.14. Capacidad resistente de la sección simplemente con el armado base

6.5.3.2 Momento negativo

6.5.3.2.1. ELU de solicitaciones normales

En el siguiente diagrama de momentos negativos se puede observar claramente las tracciones (morado) que se producen en la cara superior de la losa debido a que esa zona se encuentra en el centro de donde se producen los esfuerzos debidos a los pilares de edificio y el muro del núcleo central.

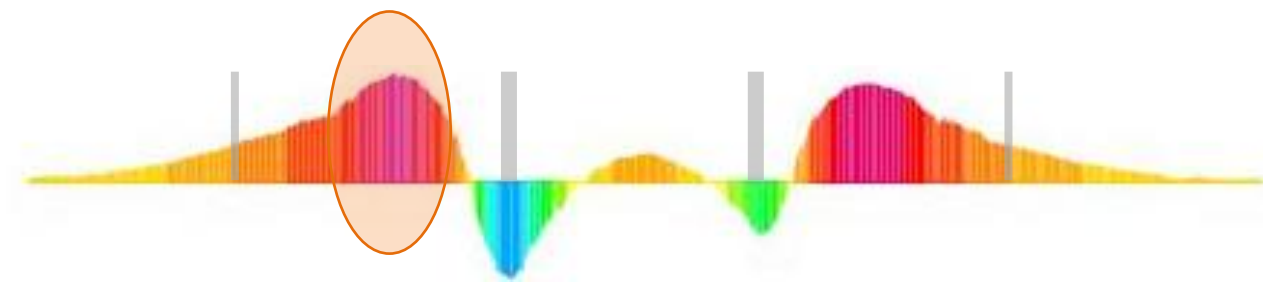


Figura 6.5.15. Diagrama de momentos negativos máximos de la losa

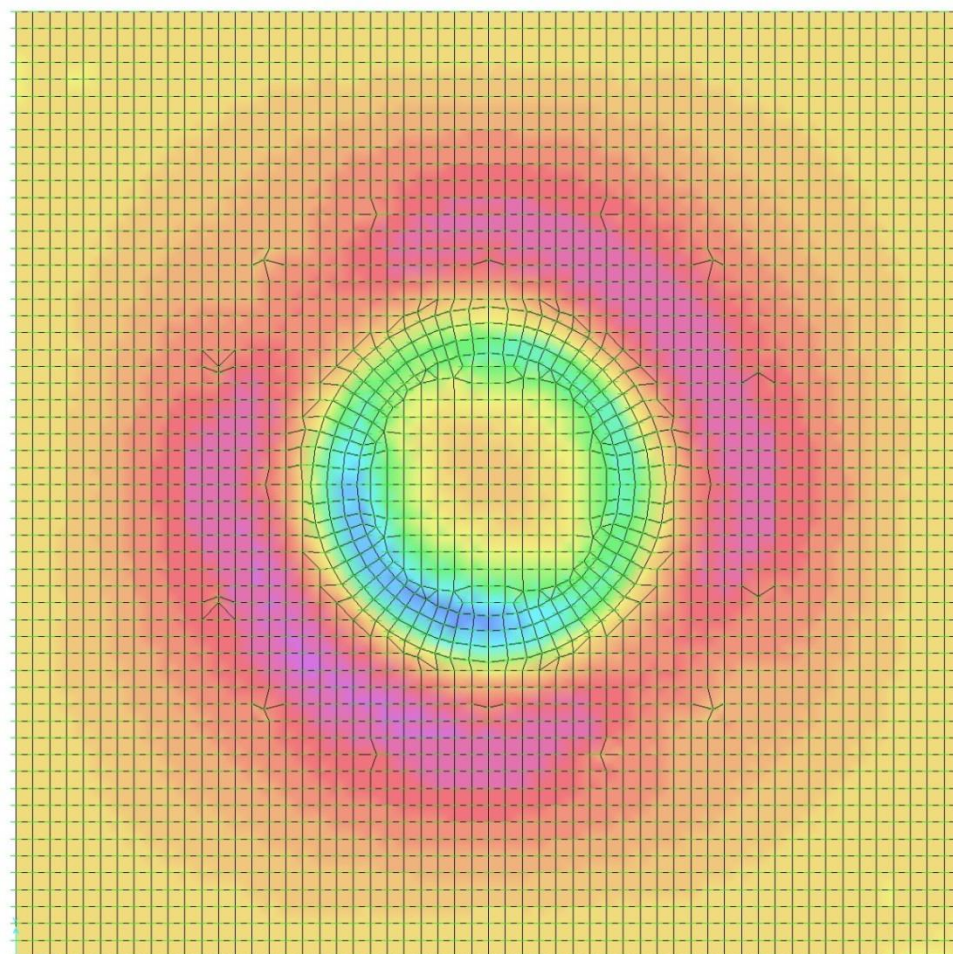


Figura 6.5.16. Momentos negativos

Con un canto de losa $h = 2.7$ m, tenemos en esa sección los siguientes esfuerzos en la cara superior de la losa:

Situación	Nd (KN/m)	Md (KNm/m)	Vd (KN/m)
Persistente	89.29	-3156.55	494.36

En esta sección la armadura necesaria sería:

- Por cálculo: $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 26.7$ (Zona C de dimensionamiento)
 $A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 0$
- Por mínimos geométricos: $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 48.6$ (repartido al 50% en cada dirección)
- Por mínimos mecánicos: Como se trata de elementos de cimentación de gran tamaño que cumple con la expresión:

$$A_{s \text{ necesaria}} \leq 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c \longrightarrow \text{se dispone como armadura mínima a } A_{s \text{ necesaria}},$$

siendo $a = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$, como resultado tenemos:

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 32.95$$

Por lo que vamos a disponer:

Armado base:

$$A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Refuerzo por mínimo mecánico:

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 2 \text{ } \varnothing 25 = 9.82 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2 \text{ final}} \text{ (cm}^2\text{)} = 24.54 + 9.82 = 34.36 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

El decalaje de la armadura longitudinal de tracción que se produce debido al cortante actuante en ese punto es:

$$\Delta A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 11.3$$

$$\text{Que corresponde a un aumento de } A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 3 \text{ } \varnothing 25 = 14.73 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la armadura total dispuesta incluido el armado base se resume en:

$$A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 10 \text{ } \varnothing 25 = 49.09 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:

$$r_{\text{mecánico}} = 0.06 \text{ m}$$

La separación libre entre barras será:

- Para A_{s2} (incluido armado base):

$$s = 75.0 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Para A_{s1}' :

$$s = 175.0 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje son:

- Para A_{s2} :
+ Prolongación recta: $l_n = 0.65 \text{ m}$
+ En patilla: $l_n = 0.45 \text{ m}$

- Para A_{s1}' :
+ Prolongación: $l_n = 0.55 \text{ m}$
+ En patilla: $l_n = 0.55 \text{ m}$

Longitud de solape A_{s2} :

$$l_s = 1.30 \text{ m}$$

Longitud de solape A_{s1}' :

$$l_s = 1.10 \text{ m}$$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{\text{necesaria}}}{A_{\text{dispuesta}}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\varnothing 25$ es de 0,20 m.

En la siguiente imagen se representa, en morado, las zonas con necesidad de armadura de refuerzo en la cara superior de la losa de cimentación, esto se consigue marcando en los límites de visualización el momento mínimo que puede resistir la sección de la losa con el armado base.

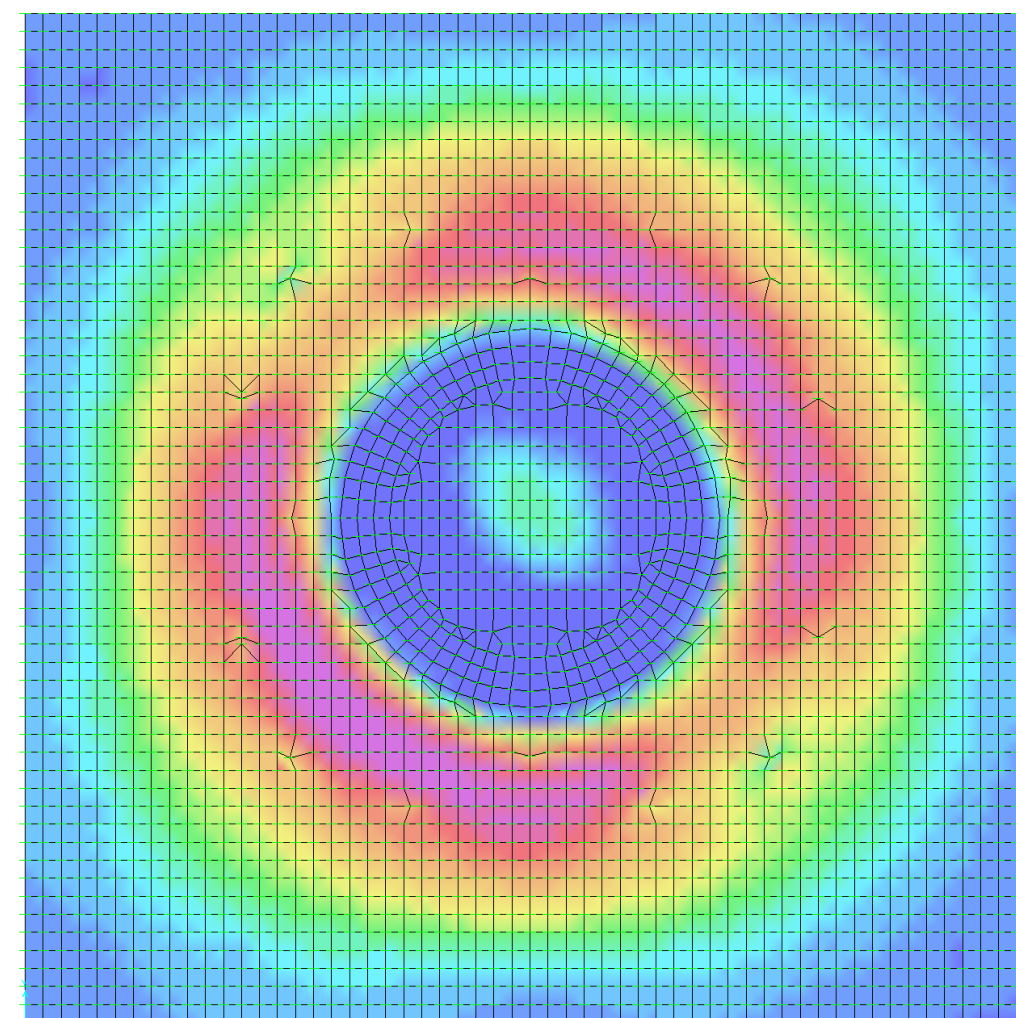


Figura 6.5.17. Zona necesaria de armadura por tracciones debidas al máximo momento negativo (morado)

6.5.3.2.2. ELS de fisuración

Para la comprobación frente a las fisuras por tracción se ha tomado el momento máximo con la combinación casi-permanente, aplicado en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Casipermanente	-2253.17

Con el armado dispuesto, las características geométricas de sección de la losa y la abertura máxima de fisura a tracción $W_{\text{max}} = 0.3 \text{ mm}$ vemos que se cumple con la abertura de fisura a tracción:

$$W_{k\text{max}} = 0 < W_{\text{max}} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Frente a las fisuras de compresión tomamos el momento máximo con la combinación poco probable, aplicando en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Poco probable	-1552.82

La máxima tensión de compresión que aparece es $\sigma_c = 2.75$ MPa y la máxima que resiste la sección es $\sigma_{max} = 18,00$ MPa. \longrightarrow CUMPLE

6.5.3.2.3. ELU frente a solicitaciones tangenciales

Para el cálculo de dicho estado límite último necesitamos los valores siguientes:

$$V_{1d} = 1139.47 \text{ KN}$$

$$V_{2d} = 519.42 \text{ KN}$$

Una vez hechos los cálculos, los resultados obtenidos son los siguientes:

$$V_{ul} = 15690 \text{ KN} > 1139.47 \text{ KN} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

$$V_{cu} = 1032.9 \text{ KN} > 519.42 \text{ KN} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Como estamos en un elemento sin armadura de cortante, en esta zona la sección cumple frente a las solicitaciones tangenciales.

6.5.3.3. Armado total dispuesto

Incluido el armado base es:

$$A_{s1} (\text{cm}^2) = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} (\text{cm}^2) = 10 \text{ } \varnothing 25 = 49.09 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:

$$r_{mecánico} = 0.06 \text{ m}$$

La separación libre entre barras para A_{s1} será:

$$s = 175 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

La separación libre entre barras para A_{s2} será:

$$s = 75.0 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje son:

$$\begin{aligned} \text{- Para } A_{s1}: & \quad + \text{ Prolongación recta: } l_n = 0,55 \text{ m} \\ & \quad + \text{ En patilla: } l_n = 0,55 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Para } A_{s2}: & \quad + \text{ Prolongación: } l_n = 0,65 \text{ m} \\ & \quad + \text{ En patilla: } l_n = 0,45 \text{ m} \end{aligned}$$

Longitud de solape A_{s1} :

$$l_s = 1,10 \text{ m}$$

Longitud de solape A_{s2} :

$$l_s = 1,50 \text{ m}$$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{necesaria}}{A_{dispuesta}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\varnothing 25$ es de 0,20 m.

6.5.4. Zona de los pilares del edificio

6.5.4.1. Momentos positivos

6.5.4.1.1. ELU de solicitaciones normales

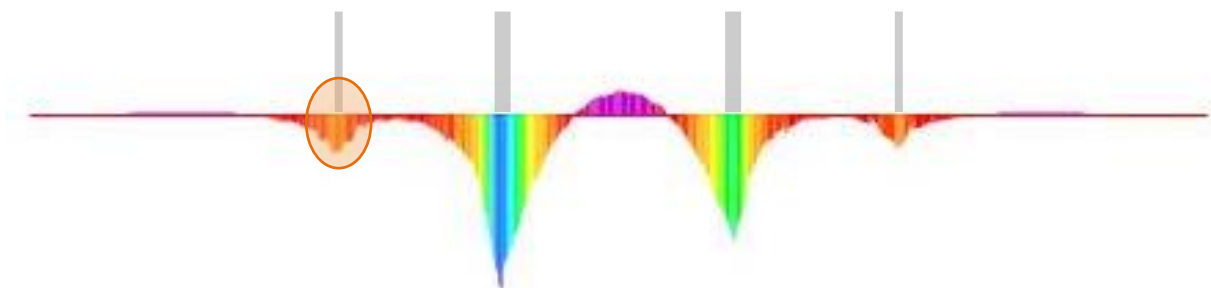


Figura 6.5.18. Diagrama de momentos máximos positivos

Con un canto de losa $h = 2.7$ m, tenemos en esta sección los siguientes esfuerzos:

Situación	Nd (KN/m)	Md (KNm/m)	Vd (KN/m)
Persistente	130.8	3478.64	876.46

En esta sección la armadura necesaria sería:

$$\begin{aligned} \text{- Por cálculo:} & \quad A_{s1} (\text{cm}^2) = 29.18 \text{ (Zona C de dimensionamiento)} \\ & \quad A_{s2}' (\text{cm}^2) = 0 \end{aligned}$$

- Por mínimos geométricos: $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 48.6$ (repartido al 50% en cada dirección)

- Por mínimos mecánicos: Como se trata de elementos de cimentación de gran tamaño que cumple con la expresión:

$$A_{s \text{ necesaria}} \leq 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c \longrightarrow \text{se dispone como armadura mínima a } A_{s \text{ necesaria}},$$

siendo $a = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$, como resultado tenemos:

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 35.2$$

Por lo que vamos a disponer:

Armado base:

$$A_{s2'} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \emptyset 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \emptyset 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Refuerzo por mínimo mecánico:

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 3 \text{ } \emptyset 25 = 14.73 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s1, \text{final}} \text{ (cm}^2\text{)} = 24.54 + 14.73 = 39.27 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

El decalaje de la armadura longitudinal de tracción que se produce a un canto útil es:

Canto útil, d (m)	Vd (KN/m)
3.1	480.1

El decalaje de la armadura longitudinal de tracción que se produce debido al cortante actuante en ese punto es:

$$\Delta A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 9.79$$

Que corresponde a un aumento de $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 2 \text{ } \emptyset 25 = 9.82 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, la armadura dispuesta incluyendo en armado base se resume en:

$$A_{s2'} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \emptyset 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 10 \text{ } \emptyset 25 = 49.09 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:

$$r_{\text{mecánico}} = 0.06 \text{ m}$$

La separación libre entre barras para $A_{s2'}$ será:

$$s = 175 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \emptyset \text{ mayor, este caso } \emptyset = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

La separación libre entre barras para los A_{s1} será:

$$s = 75.0 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \emptyset \text{ mayor, este caso } \emptyset = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje son:

$$\begin{aligned} \text{- Para } A_{s2'}: & \quad \begin{aligned} &+ \text{Prolongación recta: } l_n = 0.75 \text{ m} \\ &+ \text{En patilla: } l_n = 0.75 \text{ m} \end{aligned} \\ \text{- Para } A_{s1}: & \quad \begin{aligned} &+ \text{Prolongación: } l_n = 0.50 \text{ m} \\ &+ \text{En patilla: } l_n = 0.40 \text{ m} \end{aligned} \end{aligned}$$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{\text{necesaria}}}{A_{\text{dispuesta}}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\emptyset 25$ es de 0,20 m.

6.5.4.1.2. ELS de fisuración

Para la comprobación frente a las fisuras por tracción se ha tomado el momento máximo con la combinación casi-permanente, aplicado en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Casipermanente	1608.32

Con el armado dispuesto, las características geométricas de sección de la losa y la abertura máxima de fisura a tracción $W_{\text{max}} = 0.3 \text{ mm}$ vemos que se cumple con la abertura de fisura a tracción:

$$W_{k\text{max}} = 0 < W_{\text{max}} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Frente a las fisuras de compresión tomamos el momento máximo con la combinación poco probable, aplicando en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Poco probable	2478.78

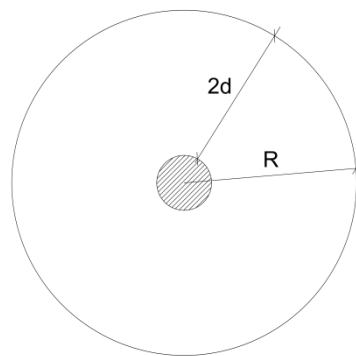
La máxima tensión de compresión que aparece es $\sigma_c = 4.57$ MPa y la máxima que resiste la sección es $\sigma_{max} = 18,00$ MPa. \longrightarrow CUMPLE

6.5.4.1.3. ELU frente a punzonamiento

El punzonamiento de los pilares del edificio lo calcularemos con el máximo axil que tenemos en los pilares:

$$N_d = 9902.55 \text{ KN}$$

Cálculo de la superficie crítica de punzonamiento:



Siendo:

$$\varnothing_{\text{pilar}} = 1.0 \text{ m}$$

$$h = 2.7 \text{ m}$$

$$r_{\text{mecánico}} = 0.06 \text{ m}$$

$$d = h - r_{\text{mecánico}} = 2.7 - 0.06 = 2.64 \text{ m} \longrightarrow 2d = 5.28 \text{ m}$$

$$R = \frac{\varnothing_{\text{pilar}}}{2} + 2d = \frac{1}{2} + 5.28 = 5.78 \text{ m}$$

$$\mu_1 = \text{perímetro} = 2 \cdot \pi \cdot R = 2 \cdot \pi \cdot 5.78 = 36.3 \text{ m}$$

$$S_{\text{punzonamiento}} = \mu_1 \cdot d = 36.3 \cdot 5.78 = 206.91 \text{ m}^2$$

No será necesaria armadura de punzonamiento si se cumple la siguiente expresión:

$$T_{sd} \leq T_{rd}$$

Donde:

$$T_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{\mu_1 \cdot d}$$

$$T_{rd} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.1 \cdot \sigma_{cd}$$

Siendo:

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd} \longrightarrow \begin{cases} F_{sd} = N_d \\ \beta = 1.15 \text{ (Soportes interiores)} \end{cases}$$

$$f_{cv} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{2640}} = 1.28 \leq 2.0$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\sigma_{cd} = 0 \text{ (más desfavorable)}$$

Por lo tanto:

$$T_{sd} = \frac{N_d \cdot \beta}{\mu_1 \cdot d} = \frac{9902.55 \cdot 1.15}{36.3 \cdot 2.64} = 118.83 \text{ KN/m}^2$$

$$T_{rd} = \frac{0.075}{1.5} \cdot 1.28^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 396.6 \text{ KN/m}^2$$

$$T_{sd} < T_{rd} \longrightarrow \text{No necesita armadura de punzonamiento.}$$

6.5.4.2. Momentos negativos

6.5.4.2.1. ELU de sollicitaciones normales

Con un canto de losa $h = 2.7$ m, tenemos en esta sección los siguientes esfuerzos:

Situación	Nd (KN/m)	Md (KNm/m)	Vd (KN/m)
Persistente	70.16	-2535.44	811.66

En esta sección la armadura necesaria sería:

- Por cálculo: $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 21.47$ (Zona C de dimensionamiento)
 $A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 0$

- Por mínimos geométricos: $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 48.6$ (repartido al 50% en cada dirección)

- Por mínimos mecánicos: Como se trata de elementos de cimentación de gran tamaño que cumple con la expresión:

$$A_{s \text{ necesaria}} \leq 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c \longrightarrow \text{se dispone como armadura mínima } a \cdot A_{s \text{ necesaria}},$$

$$\text{siendo } a = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}, \text{ como resultado tenemos:}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 27.57$$

Por lo que vamos a disponer:

Armado base:

$$A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Refuerzo por mínimo mecánico:

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 1 \varnothing 25 = 4.91 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2 \text{ final}} \text{ (cm}^2\text{)} = 24.54 + 4.91 = 29.45 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

El decalaje de la armadura longitudinal de tracción que se produce a un canto útil es:

Canto útil, d (m)	Vd (KN/m)
3.1	194.55

El decalaje de la armadura longitudinal de tracción que se produce debido al cortante actuante en ese punto es:

$$\Delta A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 4.47$$

Que corresponde a un aumento de $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 1 \text{ } \varnothing 25 = 4.91 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, la armadura dispuesta se resume en:

Armado base:

$$A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 10 \text{ } \varnothing 25 = 49.09 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:

$$r_{\text{mecánico}} = 0.06 \text{ m}$$

La separación libre entre barras para A_{s1}' será:

$$s = 175 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

La separación libre entre barras para A_{s2} será:

$$s = 75.0 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje son:

- Para A_{s2} :
 - + Prolongación recta: $l_n = 0.50 \text{ m}$
 - + En patilla: $l_n = 0.40 \text{ m}$
- Para A_{s1}' :
 - + Prolongación: $l_n = 0.55 \text{ m}$
 - + En patilla: $l_n = 0.55 \text{ m}$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{\text{necesaria}}}{A_{\text{dispuesta}}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\varnothing 25$ es de 0,20 m.

6.5.4.2.2. ELS de fisuración

Para la comprobación frente a las fisuras por tracción se ha tomado el momento máximo con la combinación casi-permanente, aplicado en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Casipermanente	-1085.05

Con el armado dispuesto, las características geométricas de sección de la losa y la abertura máxima de fisura a tracción $W_{\text{max}} = 0.3 \text{ mm}$ vemos que se cumple con la abertura de fisura a tracción:

$$W_{k\text{max}} = 0 < W_{\text{max}} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Frente a las fisuras de compresión tomamos el momento máximo con la combinación poco probable, aplicando en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Poco probable	-1461.9

La máxima tensión de compresión que aparece es $\sigma_c = 2.87 \text{ MPa}$ y la máxima que resiste la sección es $\sigma_{\text{max}} = 18.00 \text{ MPa}$. $\longrightarrow \text{CUMPLE}$

6.5.4.3 Armado total dispuesto

Incluido el armado es:

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 10 \text{ } \varnothing 25 = 49.09 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 10 \text{ } \varnothing 25 = 49.09 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:

$$r_{\text{mecánico}} = 0.06 \text{ m}$$

La separación libre entre barras será:

$$s = 75 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje para A_{s1} son:

- + Prolongación recta: $l_n = 0,55 \text{ m}$
- + En patilla: $l_n = 0,55 \text{ m}$

Las longitudes de anclaje para A_{s2} son:

- + Prolongación recta: $l_n = 0,75 \text{ m}$
- + En patilla: $l_n = 0,75 \text{ m}$

Longitud de solape para A_{s1} :

$$l_s = 1.10 \text{ m}$$

Longitud de solape para A_{s2} :

$$l_s = 1.50 \text{ m}$$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{necesaria}}{A_{dispuesta}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\varnothing 25$ es de 0,20 m.

En la imagen 5.10. se puede apreciar la necesidad del armado de refuerzo, en azul oscuro, en la cara inferior de la losa bajo pilares.

6.5.5. Zona de los pilares del sótano

Se ha definido en el modelo de la losa un canto menor en las zonas más extremas, debido a que los esfuerzos provocados por el edificio van disminuyendo conforme nos vamos alejando de él. Sin embargo en esta nueva sección de la losa, los máximos esfuerzos son los provocados por los soportes del sótano, por lo que procederemos a realizar sus respectivas comprobaciones. En el siguiente diagrama se puede ver sombreada la zona de la losa que aproximadamente tiene un canto menor.

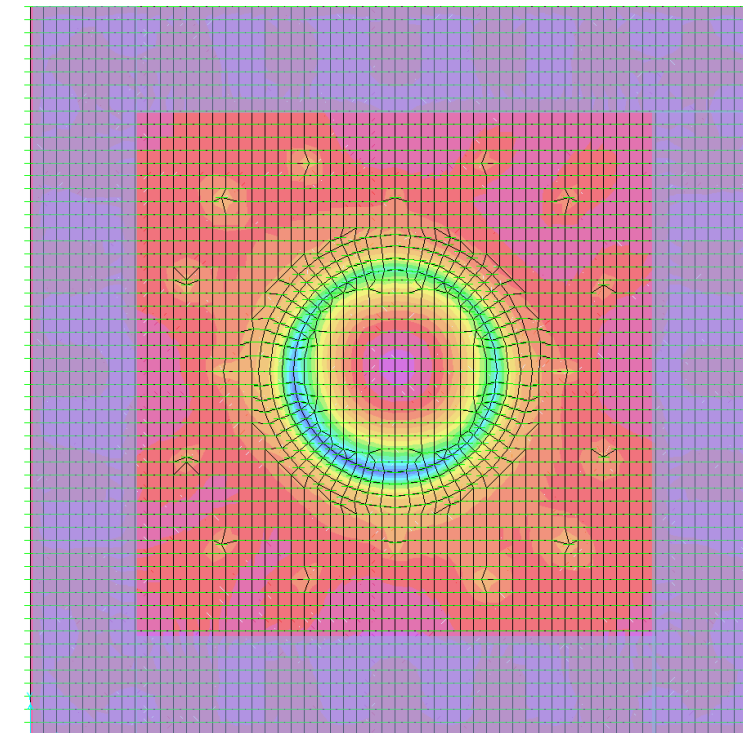


Figura 6.5.19. Zona de la losa con canto $h = 0.6 \text{ m}$

6.5.5.1. Momentos positivos

6.5.5.1.1. ELU de solicitaciones normales

Considerando el mínimo canto de losa recomendado para este tipo de cimentaciones, $h = 0.6 \text{ m}$, tenemos los siguientes esfuerzos:

Situación	Nd (KN/m)	Md (KNm/m)	Vd (KN/m)
Persistente	13.84	128.38	147.54

En esta sección la armadura necesaria sería:

- Por cálculo: $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 5.56$ (Zona C de dimensionamiento)
 $A_{s2}' \text{ (cm}^2\text{)} = 0$
- Por mínimos geométricos: $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 10.8$ (repartido al 50% en cada dirección)

- Por mínimos mecánicos: Como se trata de elementos de cimentación de gran tamaño que cumple con la expresión:

$$A_{s \text{ necesaria}} \leq 0,04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c \rightarrow \text{se dispone como armadura mínima a } A_{s \text{ necesaria}},$$

siendo $a = 1,5 - 12,5 \cdot \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$, como resultado tenemos:

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 6,94$$

Por lo que vamos a disponer:

Armado base:

$$A_{s2'} \text{ (cm}^2\text{)} = 2\emptyset 25 = 9,82 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 2\emptyset 25 = 9,82 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

El incremento de decalaje en esta sección es:

Canto útil, d (m)	Vd (KN/m)
0.69	125.18

$$\Delta A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 2,87$$

Que corresponde a un aumento de $A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 1 \emptyset 25 = 4,91 \text{ cm}^2$

Como en el resto de la losa se ha colocado una armadura base de $5\emptyset 25$ (en ambas direcciones) y teniendo en cuenta que en esta sección sería necesario $3\emptyset 25$, se decide por facilidad constructiva colocar:

Armado base:

$$A_{s2'} \text{ (cm}^2\text{)} = 5\emptyset 25 = 24,54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \emptyset 25 = 24,54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:

$$r_{\text{mecánico}} = 0,06 \text{ m}$$

La separación libre entre barras para A_{s1} y $A_{s2'}$ será:

$$s = 175 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \emptyset \text{ mayor, este caso } \emptyset = 25 \text{ mm} \\ &> 1,25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje son:

$$\begin{aligned} - \text{ Para } A_{s2'}: & \quad + \text{ Prolongación recta: } l_n = 0,75 \text{ m} \\ & \quad + \text{ En patilla: } l_n = 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

- Para A_{s1} :

+ Prolongación: $l_n = 0,30 \text{ m}$

+ En patilla: $l_n = 0,30 \text{ m}$

Longitud de solape para $A_{s2'}$:

$$l_s = 1,50 \text{ m}$$

Longitud de solape para A_{s1} :

$$l_s = 0,60 \text{ m}$$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{\text{necesaria}}}{A_{\text{dispuesta}}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\emptyset 25$ es de 0,20 m.

6.5.5.1.2. ELS de fisuración

Para la comprobación frente a las fisuras por tracción se ha tomado el momento máximo con la combinación casi-permanente, aplicado en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Casi permanente	67.45

Con el armado dispuesto, las características geométricas de sección de la losa y la abertura máxima de fisura a tracción $W_{\text{max}} = 0,3 \text{ mm}$ vemos que se cumple con la abertura de fisura a tracción:

$$W_{k\text{max}} = 0 < W_{\text{max}} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Frente a las fisuras de compresión tomamos el momento máximo con la combinación poco probable, aplicando en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Poco probable	80.65

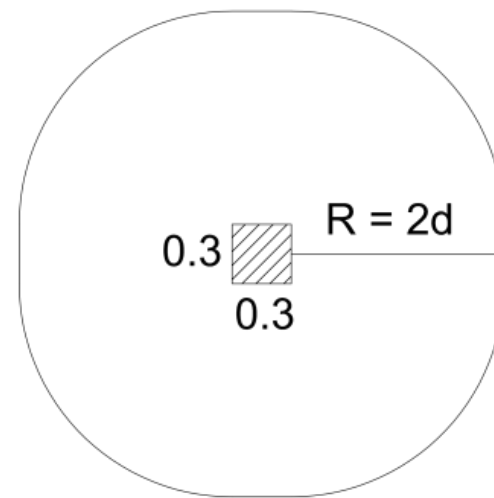
La máxima tensión de compresión que aparece es $\sigma_c = 2,64 \text{ MPa}$ y la máxima que resiste la sección es $\sigma_{\text{max}} = 18,00 \text{ MPa}$. $\rightarrow \text{CUMPLE}$

6.5.5.1.3. ELU frente a punzonamiento

El punzonamiento de los pilares del sótano lo calcularemos con el máximo axil que tenemos en esos pilares:

$$N_d = 587.86 \text{ KN}$$

Cálculo de la superficie crítica de punzonamiento:



Siendo:

Dimensiones pilar = 0.3 x 0.3 m

$h = 0.6 \text{ m}$

$r_{\text{mecánico}} = 0.06 \text{ m}$

$d = h - r_{\text{mecánico}} = 0.6 - 0.06 = 0.54 \text{ m} \longrightarrow R = 2d = 1.08 \text{ m}$

$\mu_1 = \text{perímetro} = \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot \pi \cdot R \cdot 4 + 0.3 \cdot 4 = 7.99 \text{ m}$

$S_{\text{punzonamiento}} = \mu_1 \cdot d = 7.99 \cdot 0.54 = 4.31 \text{ m}^2$

No será necesaria armadura de punzonamiento si se cumple la siguiente expresión:

$$T_{sd} \leq T_{rd}$$

Donde:

$$T_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{\mu_1 \cdot d}$$

$$T_{rd} = \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0.1 \cdot \sigma_{cd}$$

Siendo:

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd} \longrightarrow \begin{cases} F_{sd} = N_d \\ \beta = 1.15 \text{ (Soportes interiores)} \end{cases}$$

$f_{cv} = 30 \text{ N/mm}^2$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{540}} = 1.61 \leq 2.0$$

$\gamma_c = 1.5$

$$\sigma_{cd} = 0 \text{ (más desfavorable)}$$

Por lo tanto:

$$T_{sd} = \frac{N_d \cdot \beta}{\mu_1 \cdot d} = \frac{587.86 \cdot 1.15}{7.99 \cdot 0.54} = 156.69 \text{ KN/m}^2$$

$$T_{rd} = \frac{0.075}{1.5} \cdot 1.61^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 559.5 \text{ KN/m}^2$$

$T_{sd} < T_{rd} \longrightarrow$ No necesita armadura de punzonamiento.

6.5.5.2. Momentos negativos

6.5.5.2. 1. ELU de sollicitaciones normales

Con un canto de losa $h = 0.6 \text{ m}$, tenemos en esta sección los siguientes esfuerzos:

Situación	Nd (KN/m)	Md (KNm/m)	Vd (KN/m)
Persistente	27.74	-202.91	35.26

En esta sección la armadura necesaria sería:

- Por cálculo: $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 8.46$ (Zona C de dimensionamiento)
 $A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 0$

- Por mínimos geométricos: $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 10.08$ (repartido al 50% en cada dirección)

- Por mínimos mecánicos: Como se trata de elementos de cimentación de gran tamaño que cumple con la expresión:

$A_{s \text{ necesaria}} \leq 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c \longrightarrow$ se dispone como armadura mínima a $\cdot A_{s \text{ necesaria}}$,

siendo $a = 1.5 - 12.5 \cdot \frac{A_{s \text{ necesaria}}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$, como resultado tenemos:

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 9.45$$

Por lo que vamos a disponer:

Armado base:

$$A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 2 \text{ } \varnothing 25 = 9.82 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 2 \text{ } \varnothing 25 = 9.82 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

El incremento de decalaje en esta sección es:

Canto útil, d (m)	Vd (KN/m)
0.69	26.18

$$\Delta A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 0.67$$

Que corresponde a un aumento de $A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 1 \text{ } \varnothing 25 = \text{cm}^2$

Como en el resto de la losa se ha colocado una armadura base de 5 $\varnothing 25$ (en ambas direcciones) y teniendo en cuenta que en esta sección sería necesario 3 $\varnothing 25$, se decide por facilidad constructiva colocar:

Armado base:

$$A_{s1}' \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:

$$r_{\text{mecánico}} = 0.06 \text{ m}$$

La separación libre entre barras para A_{s1} y A_{s2}' será:

$$s = 175 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje son:

- Para A_{s2} :
 - + Prolongación recta: $l_n = 0.40 \text{ m}$
 - + En patilla: $l_n = 0.40 \text{ m}$
- Para A_{s1}' :
 - + Prolongación: $l_n = 0.55 \text{ m}$
 - + En patilla: $l_n = 0.55 \text{ m}$

Longitud de solape para A_{s2} :

$$l_s = 0.80 \text{ m}$$

Longitud de solape para A_{s1}' :

$$l_s = 1.10 \text{ m}$$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{\text{necesaria}}}{A_{\text{dispuesta}}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\varnothing 25$ es de 0,20 m.

6.5.5.2. 2. ELS de fisuración

Para la comprobación frente a las fisuras por tracción se ha tomado el momento máximo con la combinación casi-permanente, aplicado en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Casi permanente	-98.45

Con el armado dispuesto, las características geométricas de sección de la losa y la abertura máxima de fisura a tracción $W_{\text{max}} = 0.3 \text{ mm}$ vemos que se cumple con la abertura de fisura a tracción:

$$W_{k\text{max}} = 0 < W_{\text{max}} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Frente a las fisuras de compresión tomamos el momento máximo con la combinación poco probable, aplicando en esa sección:

Situación	Md (KNm/m)
Poco probable	-143.76

La máxima tensión de compresión que aparece es $\sigma_c = 4.71 \text{ MPa}$ y la máxima que resiste la sección es $\sigma_{\text{max}} = 18.00 \text{ MPa}$. $\longrightarrow \text{CUMPLE}$

6.5.5.3. Armado total dispuesto

$$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

$$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)} = 5 \text{ } \varnothing 25 = 24.54 \text{ cm}^2 \text{ (en cada dirección)}$$

Se ha considerado un recubrimiento mecánico equivalente a:

$$r_{\text{mecánico}} = 0.06 \text{ m}$$

La separación libre entre barras será:

$$s = 175 \text{ mm} \quad \text{siendo} \quad \begin{aligned} &> 20 \text{ mm} \\ &> \varnothing \text{ mayor, este caso } \varnothing = 25 \text{ mm} \\ &> 1.25 \cdot 20 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \\ &< 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las longitudes de anclaje para A_{s1} son:

- + Prolongación recta: $l_n = 0,75 \text{ m}$
- + En patilla: $l_n = 0,75 \text{ m}$

Las longitudes de anclaje para A_{s2} son:

- + Prolongación recta: $l_n = 0,55 \text{ m}$
- + En patilla: $l_n = 0,55 \text{ m}$

Longitud de solape para A_{s1} :

$$l_s = 1.10 \text{ m}$$

Longitud de solape para A_{s2} :

$$l_s = 1.50 \text{ m}$$

Como estamos evaluando el punto donde deja de ser necesaria la armadura que queremos anclar se ha considerado el cociente entre $\frac{A_{necesaria}}{A_{dispuesta}} = 1$.

El diámetro de doblado mínimo para barras del $\varnothing 25$ es de 0,20 m.

Queda demostrado que los pilares del sótano, con una sección de losa de $h = 0.6 \text{ m}$ cumplen todas las comprobaciones, por lo tanto los pilares que se encuentran sobre la losa de canto mayor ($h = 0.7 \text{ m}$) también cumplirán con todas las comprobaciones.

Anejo N° 3

Parte desarrollada por Ricardo Moya Barberá

Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York
Concepción general, diseño estructural y construcción en altura

7. Modelo estructural forjado tipo

7.1. Herramientas informáticas utilizadas

El modelo estructural de un forjado tipo del edificio se ha realizado con la herramienta informática de cálculo de estructuras SAP 2000®, versión 17.

SAP 2000 es un programa de cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos que permite llevar a cabo análisis estáticos o dinámicos en 2D o 3D de elementos y sistemas estructurales. Este programa utiliza el método matricial para el cálculo de desplazamientos, reacciones y leyes de esfuerzos. Los métodos matriciales se aplican sobre estructuras planas o espaciales de barras con nudos rígidos o articulados y pueden aplicarse sobre teorías lineales o no lineales. Algunas de las características de este programa son:

- Análisis estático y dinámico
- Análisis lineal y no lineal geométrico. Entre ellos, análisis P-Delta y P-Delta con grandes desplazamientos
- Análisis plástico de estructuras
- Posibilidad de modelización de tendones y cables
- Modelización de uniones entre elementos y apoyos no lineales
- Circulación de cargas móviles sobre el tablero
- Análisis modales y análisis de estructuras en el dominio de la frecuencia
- Introducción de funciones temporales para la simulación de efectos dinámicos
- Obtención de envolventes de esfuerzos

Las necesidades de cálculo de la estructura del proyecto, hacen muy recomendable el uso de esta herramienta.

7.2. Descripción del modelo empleado

En este punto se procede a describir y explicar cómo se analiza y calcula la estructura del forjado tipo 1 del edificio. Dicha descripción se realiza por fases, éstas representan los pasos seguidos para realizar el análisis y cálculo estructural del forjado.

7.2.1. Fase 1: Modelo preliminar

Debido a la morfología de la planta y a las luces a salvar, se decide disponer celosías (A) de forma radial uniendo los soportes con el muro (E) y unir estas celosías mediante correas situadas concéntricamente (B). La zona de los voladizos se resuelve con correas dispuestas perpendicularmente (C) a las celosías que unen perimetralmente todos los soportes del tubo exterior (D). Se disponen dos zunchos de atado, uno interior (F) que formaliza la transición de forjado de losa de hormigón con chapa grecada y uno exterior (G) que ata los extremos de las correas de la zona de voladizo.

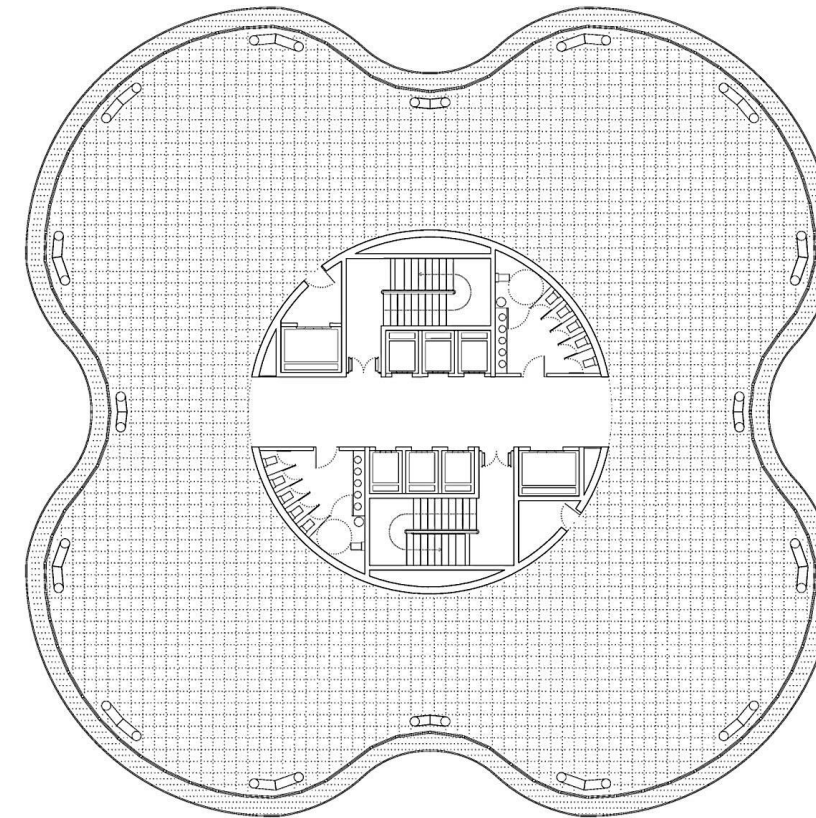


Figura 7.1. Planta tipo 1

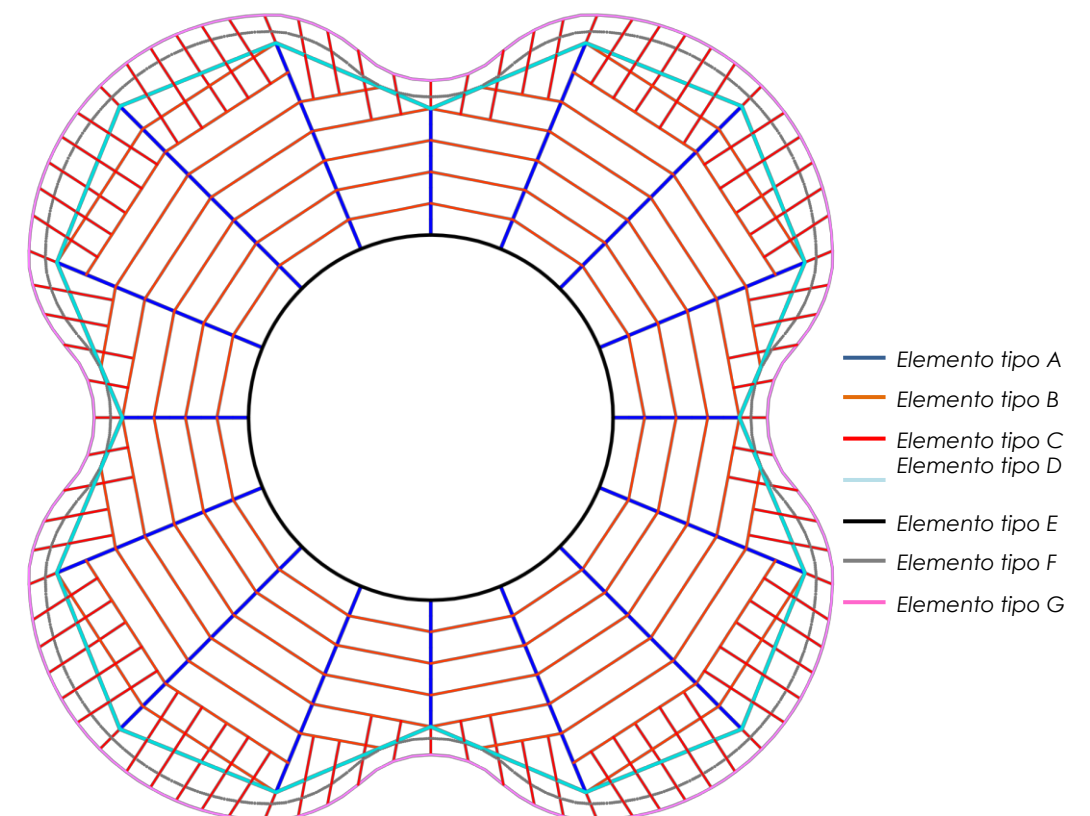


Figura 7.2. Modelización inicial estructural de la planta tipo 1

Pero se decide modificar sensiblemente el modelo anterior para que la distribución de elementos resistentes sea más afín a la de la planta tipo 2, y para reducir la luz de las correas concéntricas (B) más exteriores. Esta modificación se basa en el disponer otras celosías radiales intermedias (H) entre las existentes (A), que arrancan del muro del núcleo central (E) y acaban en las celosías perimetrales (D), para así crear un entramado resistente más eficiente y más afín a la filosofía estructural de la planta tipo 2. Ya que esta planta al presentar el doble de pilares, presenta el doble de celosías radiales.

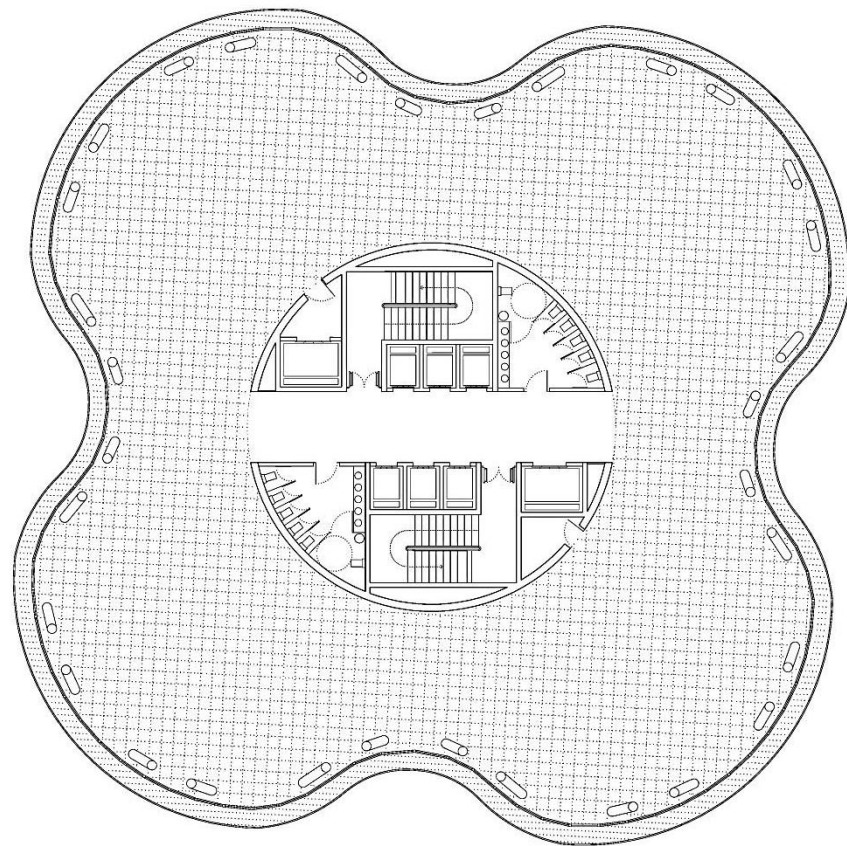


Figura 7.3. Planta tipo 2. Como se puede apreciar aparecen el doble de soportes que en la planta de la figura 7.1, lo que obliga a disponer el doble de celosías radiales

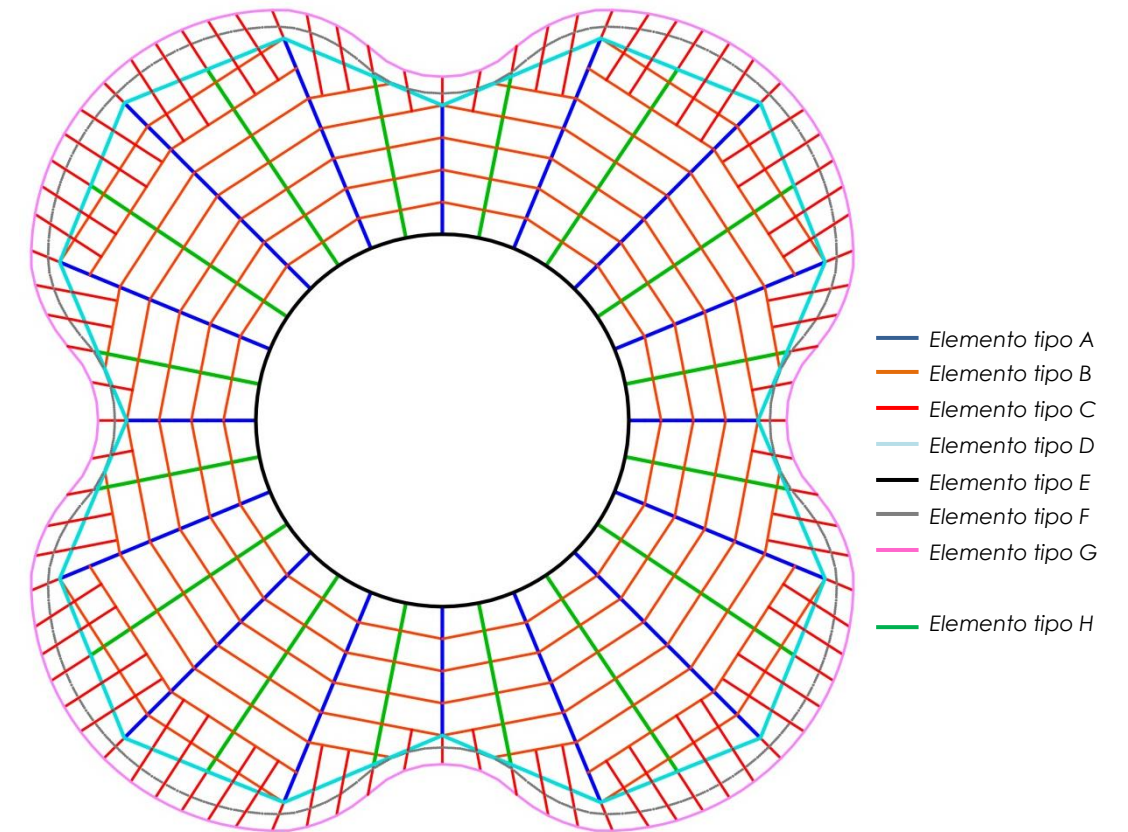


Figura 7.4. Modelización final estructural de la planta tipo 1

En esta fase no se ha aplicado ninguna carga, ya que la principal función de este modelo es el de testear la fiabilidad del modelo. Porque es más fácil predecir el comportamiento del modelo sometido únicamente a la acción del peso propio, y si se produce un comportamiento extraño o inesperado, significa que el modelo no funciona correctamente y será más sencillo hacer las modificaciones pertinentes que en el caso de tener múltiples cargas aplicadas y combinadas.

En esta fase se han creado grupos de elementos con las mismas características:

- Grupo 1: Cordón superior de las celosías
- Grupo 2: Cordón inferior de las celosías
- Grupo 3: Montantes de las celosías
- Grupo 4: Diagonales de las celosías
- Grupo 5: Correas
- Grupo 6: Correas voladizo
- Grupo 7: Zuncho interior
- Grupo 8: Zuncho exterior
- Grupo 9: Losa forjado
- Grupo 10: Pasarela mantenimiento

Esta organización por grupos nos permite asignar secciones iguales y modificar características a cada grupo con mucha comodidad. Los apoyos en el forjado se sitúan en los extremos de las celosías, simbolizando el apoyo de éstas en el muro del núcleo central y en los soportes del tubo exterior. Los apoyos del muro del núcleo y de los soportes son apoyos que impiden el movimiento respecto los tres ejes pero permiten el giro.

Las secciones asignadas se resumen en la **tabla 7.1**:

Grupo	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Cordón superior de la celosía	C-CS	Frame	Acero	S-275	HEB 120
Cordón inferior de la celosía	C-CI	Frame	Acero	S-275	HEB 120
Montantes de la celosía	C-MO	Frame	Acero	S-275	HEB 100
Diagonales de la celosía	C-DI	Frame	Acero	S-275	HEB 100
Correas	CO	Frame	Acero	S-275	IPE 140
Correas voladizo	CV	Frame	Acero	S-275	IPE 140
Zuncho interior	ZI	Frame	Acero	S-275	UPN 100
Zuncho exterior	ZE	Frame	Acero	S-275	UPN 100
Losa forjado	LF	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,12 Flexión = 0,12
Losa mantenimiento	LM	Shell - Thin	Acero	S-275	Membrana = 0,02 Flexión = 0,02

Respecto a la asignación de secciones hay que hacer una serie de aclaraciones, todos los elementos tipo área se han asignado tipo placa (Shell) porque se ha considerado el comportamiento más fiel a la realidad, transmisión de momentos, axiles y cortantes respecto todos los ejes. Además se ha considerado placa gruesa (Thick) o placa fina (Thin) según las proporciones de los elementos superficiales de estudio. En este caso el forjado no se concibe como una sección resistente mixta, sino que la losa de hormigón únicamente sirve para aplicar las cargas necesarias y para aplicar el peso propio de la losa, por lo que la función resistente se le asigna íntegramente al entramado de barras metálicas. El espesor de la losa del modelo es el equivalente a una losa maciza del mismo peso que la conformada por la chapa grecada + losa de hormigón.

Por lo que el modelo adquiere un aspecto como el de las siguientes figuras:

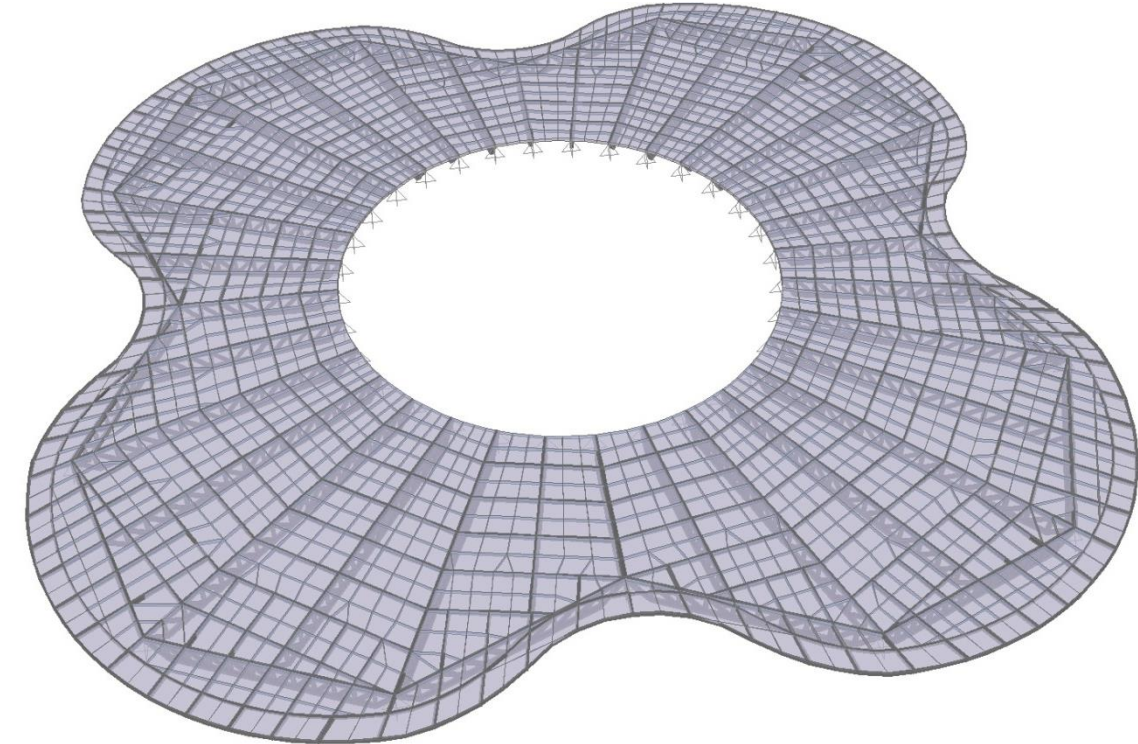


Figura 7.5. Modelización 3D estructural del forjado con losa de la planta tipo 1

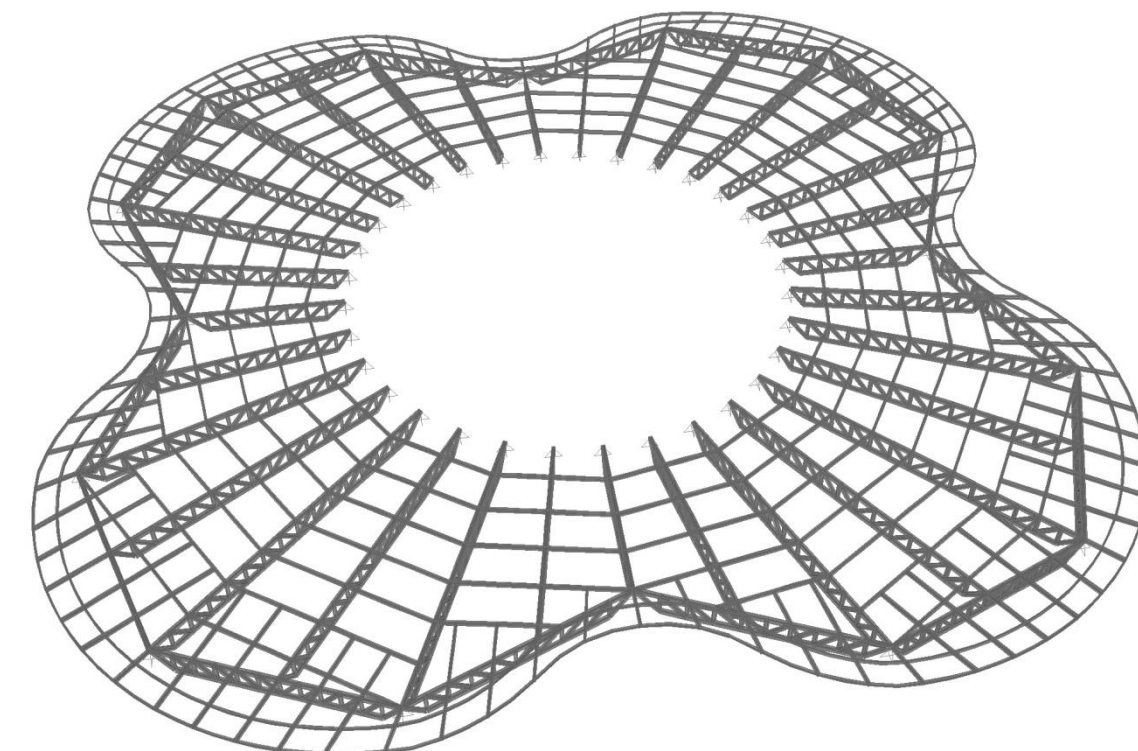


Figura 7.6. Modelización 3D estructural del forjado sin losa de la planta tipo 1

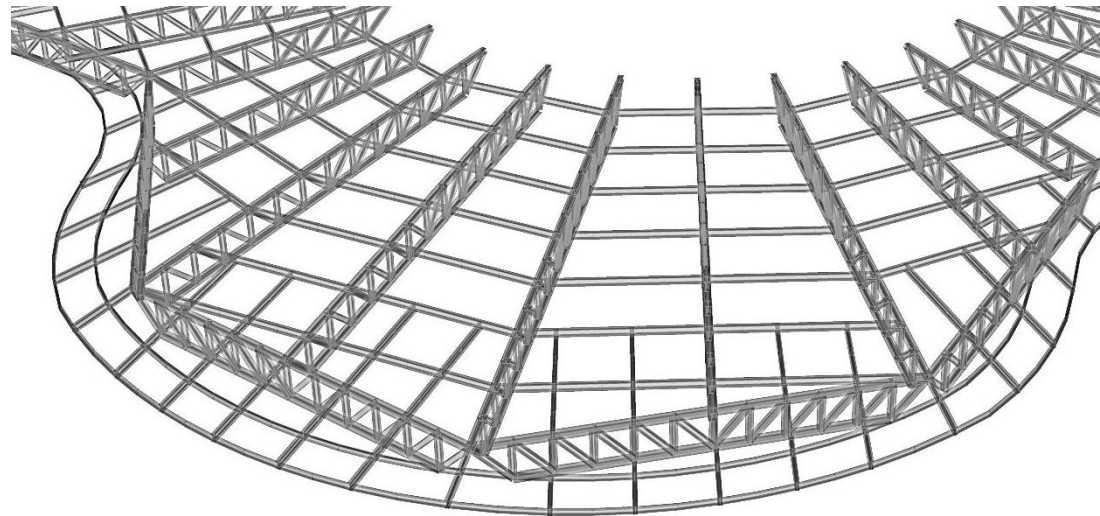


Figura 7.7. Detalle del modelo 3D estructural del forjado sin losa de la planta tipo 1

Con este modelo estructural se procede al cálculo de las deformaciones verticales con la única acción del peso propio:

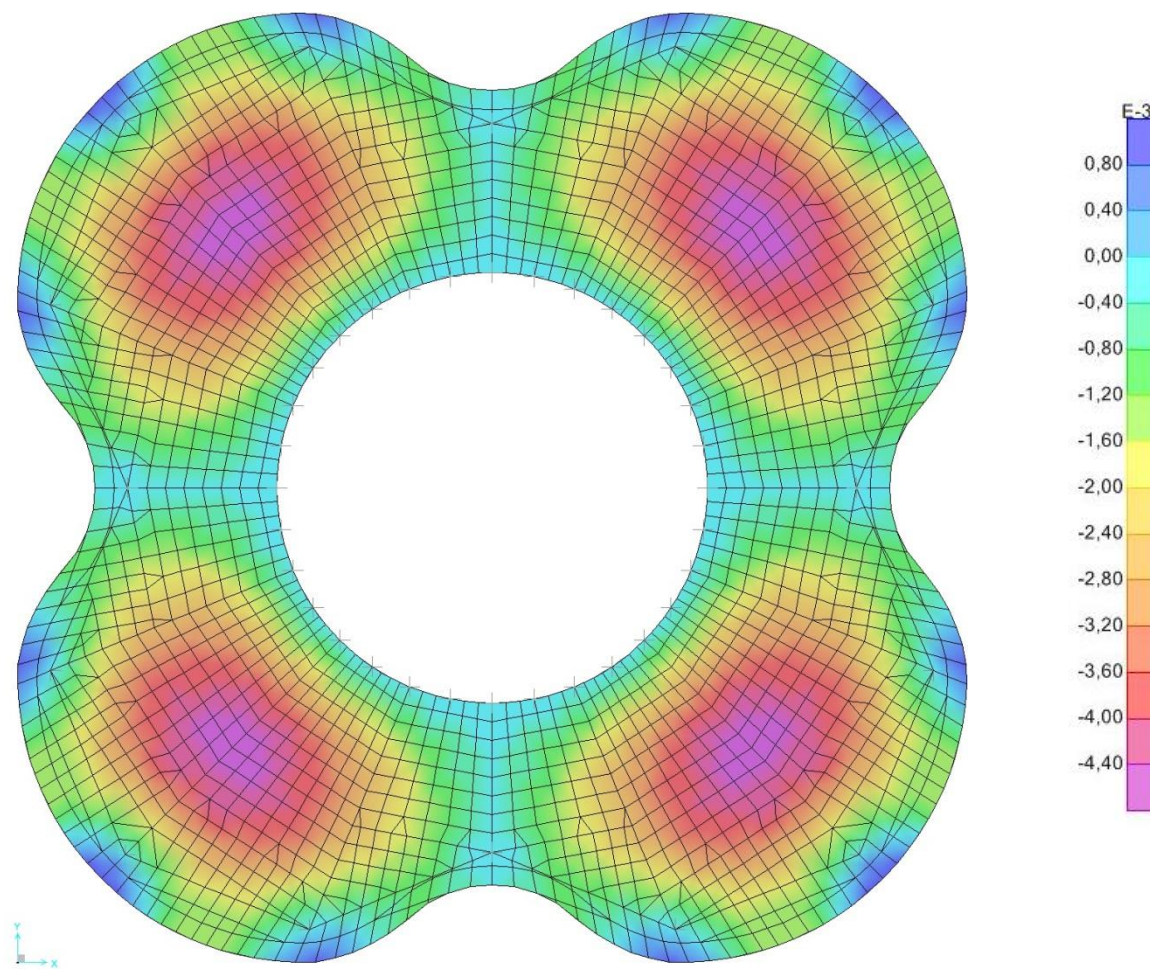


Figura 7.8. Diagrama de deformaciones verticales del modelo del forjado teniendo en cuenta solamente el peso propio

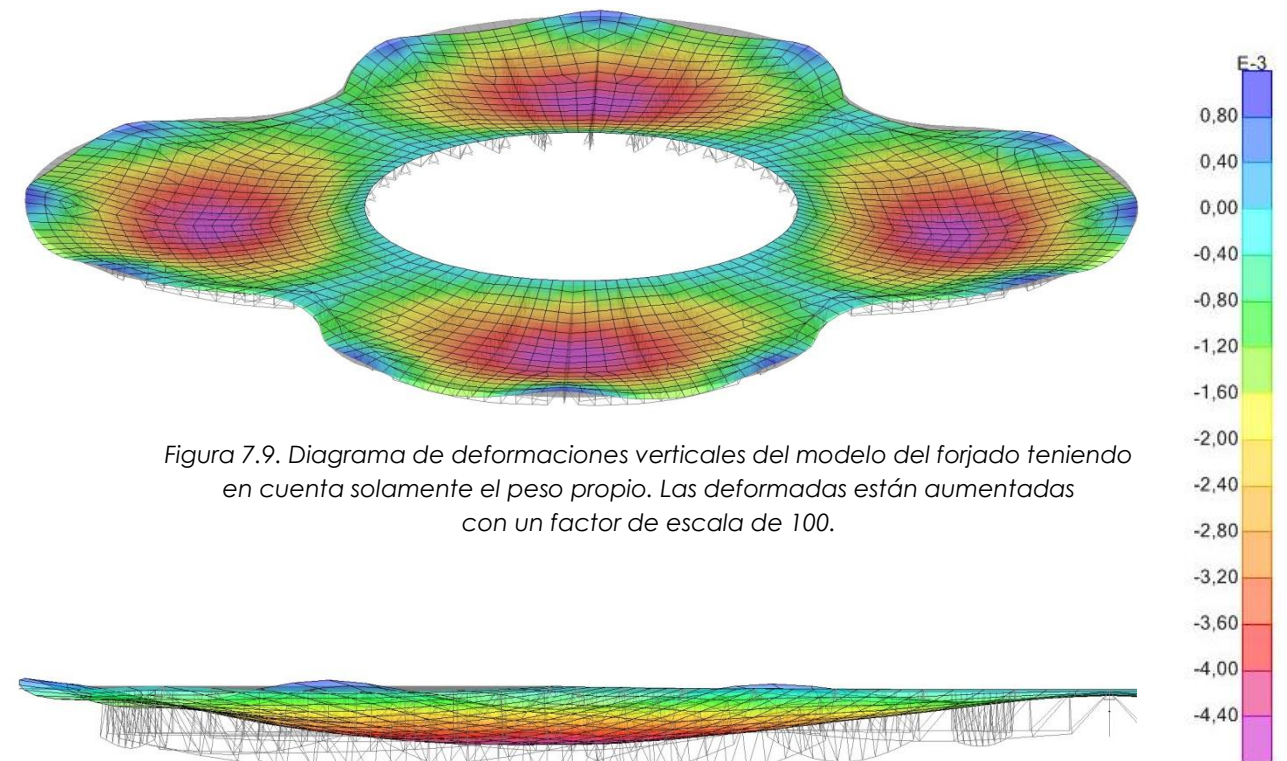


Figura 7.9. Diagrama de deformaciones verticales del modelo del forjado teniendo en cuenta solamente el peso propio. Las deformadas están aumentadas con un factor de escala de 100.

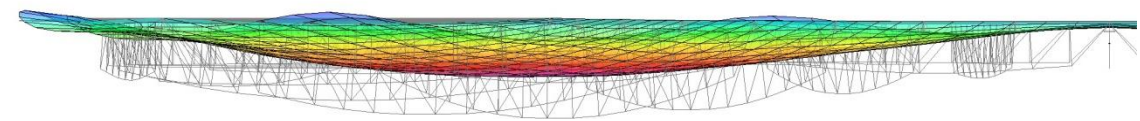


Figura 7.10. Detalle del diagrama de deformaciones verticales del modelo del forjado teniendo en cuenta solamente el peso propio. Las deformadas están aumentadas con un factor de escala de 200.

Como se puede apreciar en las imágenes el comportamiento del modelo frente el peso propio es el esperado, ya que las máximas deformaciones negativas se producen en centro luz de las cerchas de mayor longitud y en los voladizos que aparecen en la prolongación de dichas cerchas las máximas deformaciones positivas. La máxima deformación vertical negativa es -0,00454 m y la positiva es 0,001088 m, ambos valores son razonables, por lo que podemos concluir que el modelo funciona, podemos seguir con el análisis estructural. En el **Apéndice C** se aportan todos los datos.

7.2.2. Fase 2: Aplicación de cargas y combinación de acciones

En esta fase se va explicar que cargas se han considerado, que valor tienen, como y donde se aplican y como se combinan. A modo de esquema se enumeran las acciones a aplicar:

- Cargas permanentes

+ Peso propio de los elementos estructurales

+ Peso de la tabiquería

- Cargas variables

+ Sobrecarga de Uso en zona de oficinas

+ Sobrecarga de Mantenimiento en la pasarela

+ Viento

Ahora se procede a explicar cada carga de una manera pormenorizada:

- Cargas permanentes

+ Peso propio de los elementos estructurales

El peso propio de la estructura es la única acción que no se aplica directamente, ya que la herramienta informática SAP2000® calcula el peso propio de cada elemento cuando se le asigna una sección determinada de un material concreto.

+ Peso de la tabiquería

Según el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico de Seguridad Estructural en Acciones en la Edificación (DB SE-AE), considera, en general, un valor de 1 KN/m² para viviendas. Este valor se queda al lado de la seguridad, ya que para el uso de oficinas no se suelen disponer mucha tabiquería que subdivida los espacios, pero como no se sabe los posibles usos futuros ni las posibles distribuciones que se puedan realizar, por la diafanidad de la planta, se decide optar por aplicar este valor. A la carga de tabiquería se le añade el peso del pavimento y del suelo radiante, resultando finalmente:

$$q_{\text{tab+CM}} = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

Esta carga se aplicará solamente en la zona de la planta destinada a oficinas, no la en la zona del núcleo central, ni en la pasarela para mantenimiento y/o limpieza.

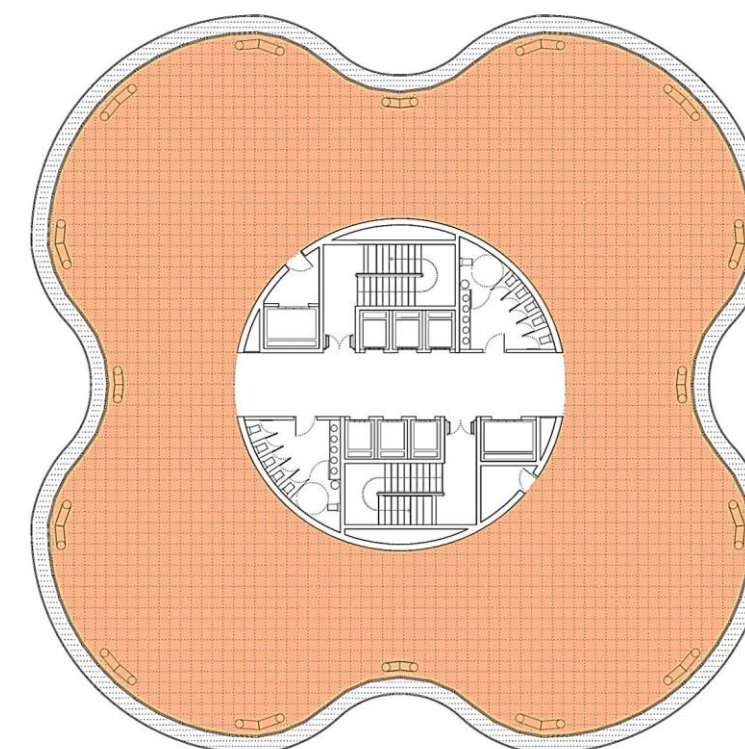


Figura 7.11. Zona de aplicación de la carga de tabiquería

- Cargas variables

+ Sobrecarga de Uso en zona de oficinas

Según el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico de Seguridad Estructural en Acciones en la Edificación (DB SE-AE), en la tabla 3.1. se considera que:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso					
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20º	1 ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
			Cubiertas con inclinación superior a 40º	0	2

Tabla 7.2. Valores característicos de las sobrecargas de uso, la carga repartida se utiliza para hacer análisis globales y la carga puntual cuando se analicen elementos particulares. Esta tabla está presente en el DB SE-AE y es la tabla 3.1.

Como se considera oportuno no aplicar ningún coeficiente reductor de las sobrecargas, la carga a aplicar es:

$$q_{\text{uso adm}} = 3 \text{ KN/m}^2$$

Esta carga se aplicará solamente en la zona de la planta destinada a oficinas, no la en la zona del núcleo central, ni en la pasarela para mantenimiento y/o limpieza.

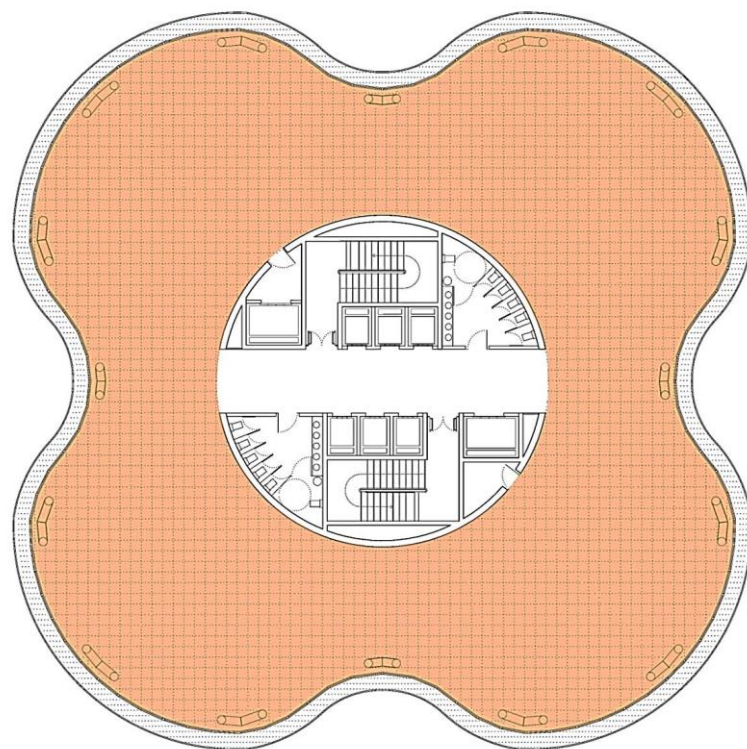


Figura 7.12. Zona de aplicación de la sobrecarga de uso en zona de oficinas

+ Sobrecarga de Mantenimiento en la pasarela

El uso esperado en esta zona de la planta es el de mantenimiento y limpieza de los ventanales y de la piel exterior, para aplicar la carga vamos a asimilar que esta zona es equivalente a una cubierta que es accesible sólo para mantenimiento, por lo que según el Código Técnico de la Edificación en el Documento Básico de Seguridad Estructural en Acciones en la Edificación (DB SE-AE), en la tabla 3.1. se considera que:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso					
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos, etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
				0	2

Tabla 7.2. Valores característicos de las sobrecargas de uso, la carga repartida se utiliza para hacer análisis globales y la carga puntual cuando se analicen elementos particulares. Esta tabla está presente en el DB SE-AE y es la tabla 3.1.

Por lo que la carga a aplicar es:

$$q_{\text{cub}} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

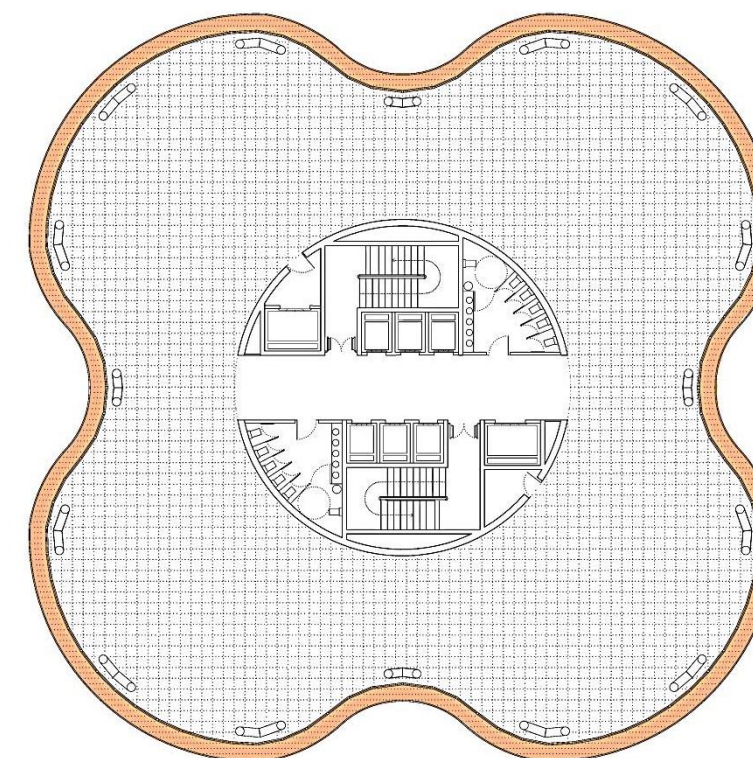


Figura 7.13. Zona de aplicación de la sobrecarga de mantenimiento en la pasarela

+ Viento

En este modelo la acción del viento se aplica como una carga repartida horizontal sobre el zuncho exterior, como el forjado sujeto a análisis es el inferior de la última planta, hay que consultar la presión aplicada en este forjado. Para ello se consulta el modelo general:

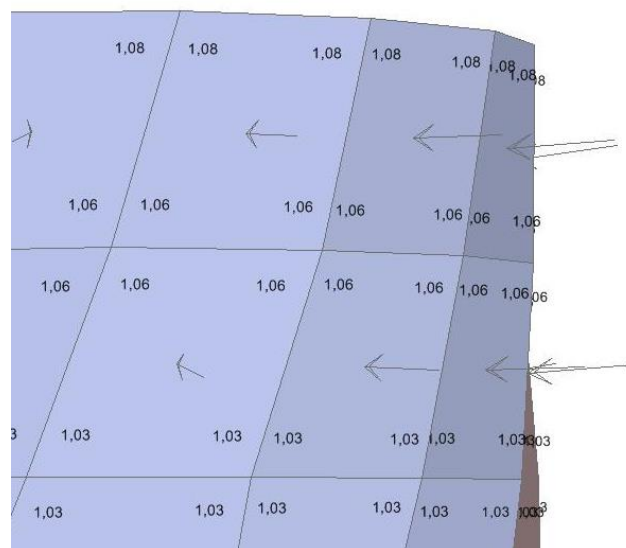


Figura 7.14. Presión del viento aplicada en los últimos forjados

Como la presión del viento en el forjado de estudio vale 1,06 KN/m² y necesitamos la carga repartida que se aplicaría en el forjado, multiplicamos esta presión por la altura de una planta tipo (3,6 m), por lo que la carga aplicada en el forjado es $q_{\text{viento}} = 3,82$ KN/m. Resultando:

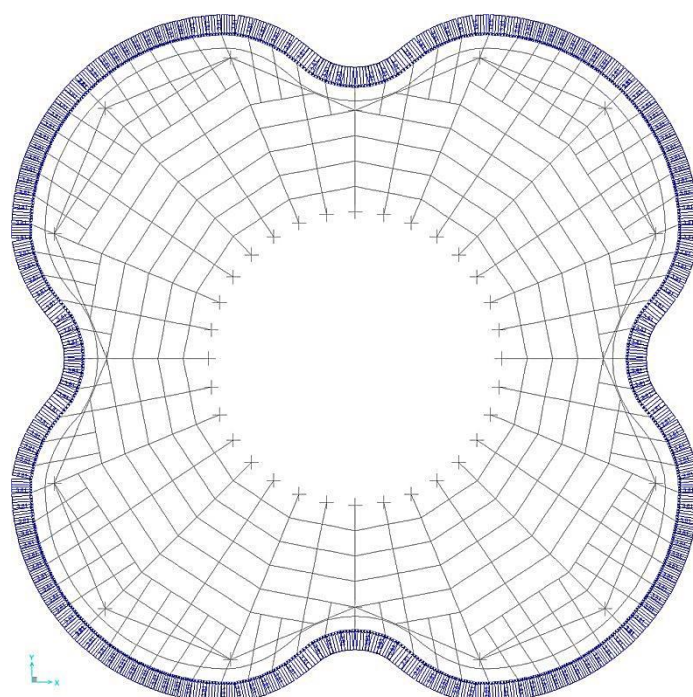


Figura 7.15. Carga repartida debida a la acción del viento aplicada en el forjado

Una vez aplicadas las cargas, se procede a definir las combinaciones de acciones necesarias para el diseño estructural de los diferentes elementos estructurales del modelo. Las combinaciones de acciones consideradas se pueden agrupar en tres grandes grupos:

- Combinaciones para capacidad portante (ELU): En este grupo se engloban las combinaciones de acciones para realizar el cálculo resistente según la situación persistente o transitoria.
- Combinaciones para aptitud al servicio (ELS): En este grupo se engloban las combinaciones de acciones para comprobar si el comportamiento de la estructura es el adecuado (fechas), esto se realiza mediante las combinaciones del tipo característica, para comprobar la integridad de los elementos constructivos y el confort de los usuarios, y del tipo casi permanente, para considerar la apariencia de la obra.
- Envoltentes (Env): Aquí se engloban las envoltentes necesarias para realizar las comprobaciones pertinentes.

Para explicar todas las combinaciones de acciones que se han calculado se ha realizado una tabla donde se reúnen todas ellas y sus características, para nombrarlas se ha realizado una codificación mediante abreviaturas, aquí se explica:

Tipo de Comprobación	Situación	Acción Variable	
		Siempre Presente	Principal
ELU	PER		MAN
ELS	CAR	--	USO
ENV_ELU	CP	V	VIE
ENV_ELS			

Siendo:

ELU, grupo de combinaciones para realizar las combinaciones para capacidad portante
 ELS, grupo de combinaciones para realizar las combinaciones para aptitud al servicio
 ENV, grupo de las envoltentes, tanto de ELU como de ELS
 PER, situación persistente o transitoria para cálculos de ELU
 CAR, situación característica para cálculos de ELS
 CP, situación casi permanente para ELS

Es necesario matizar que como no se sabe si la acción del viento es favorable o desfavorable para según qué analicemos, se ha decidido realizar todas las combinaciones teniendo en cuenta la acción del viento y sin tenerla en cuenta.

Para un mejor entendimiento de la codificación antes descrita, se explica un ejemplo:

ELS_CAR_V_USO

Esta es una combinación que se utilizaría para la comprobación de flechas para comprobar la integridad de los elementos constructivos o el confort de los usuarios, ya que es para ELS y con la situación característica, en este caso se está considerando la acción del viento y la carga variable principal sería la de sobrecarga de uso.

Para la combinación de acciones se han considerado los coeficientes de seguridad que se describen en el punto 2.4. “Coeficientes de seguridad” del presente anejo, y los coeficientes de simultaneidad que se describen en el punto 2.5. “Combinación de acciones” del presente anejo.

En el **Apéndice B** aparecen todas las tablas con todas las combinaciones de acciones que se han realizado.

Con todo lo mostrado en esta fase, procedemos al cálculo de la estructura y al posterior análisis de los resultados obtenidos. El cálculo se va a dividir en dos grandes grupos, ya que por un lado vamos a realizar el diseño resistente mediante la herramienta “Steel Frame Design” que nos proporciona el SAP 2000®, y por otro lado el cálculo de flechas.

7.2.2.1. Diseño resistente

Antes de proceder al diseño de la estructura por criterios de resistencia, debemos configurar las preferencias de cálculo, ya que al no estar la opción del CTE, debemos elegir la más similar, que en este caso es el Eurocode 3-2005, y modificar ciertos parámetros para que se asemeje a los criterios que establece el CTE. En la **figura 7.16** se aporta una captura de pantalla donde se resumen los parámetros considerados:

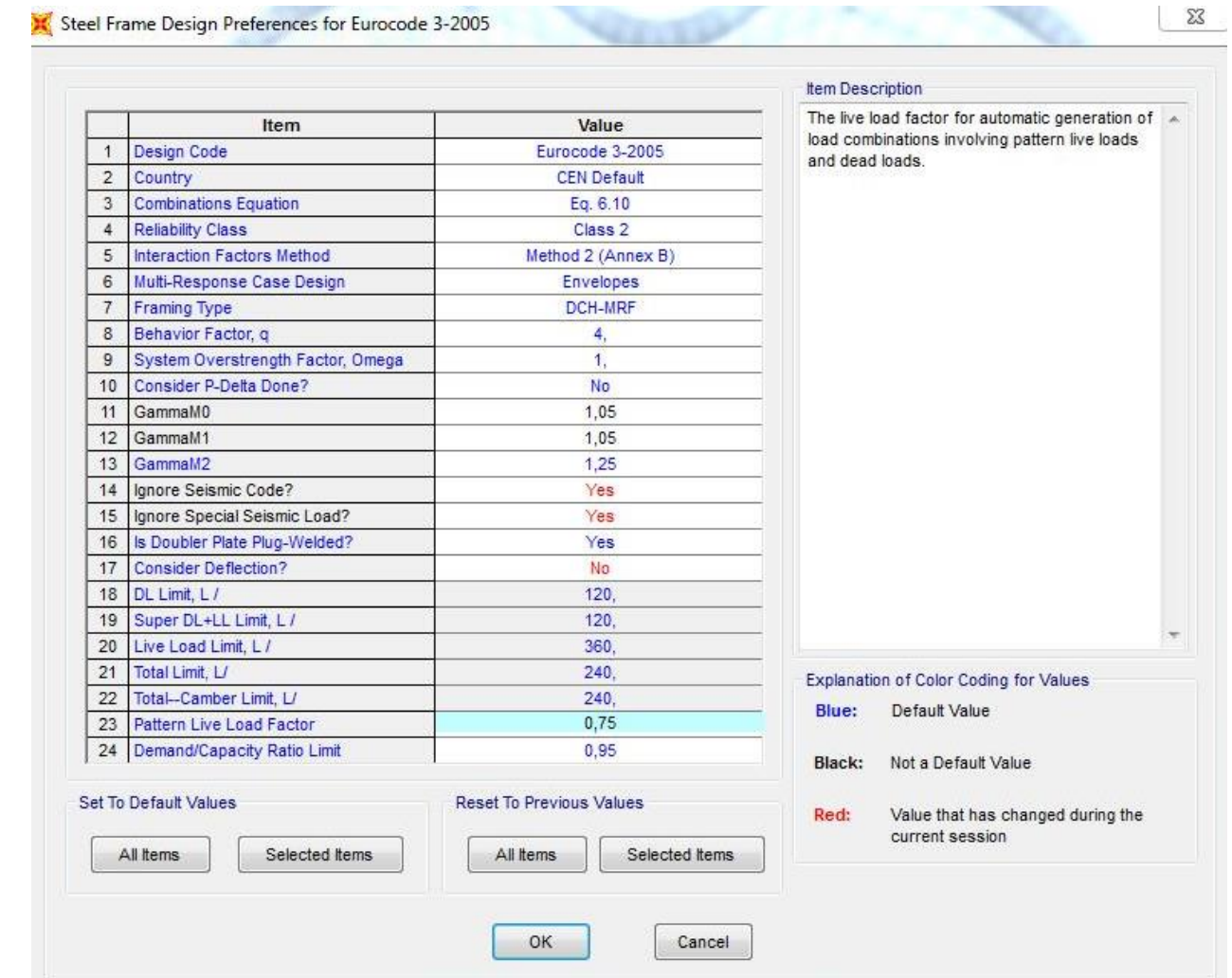


Figura 7.16. Configuración de parámetros para el diseño resistente

En negro aparecen los parámetros que se han modificado, en este caso se han modificado los valores iniciales (1,10) del coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material, γ_{M0} , y el coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad, γ_{M1} , por el valor de 1,05. En rojo aparecen las opciones que se han modificado, en este caso se modifican las opciones necesarias para no considerar la influencia de los esfuerzos sísmicos, además de esto también se prefiere no considerar el cálculo de flechas (Deflection), ya que se calculará de otra forma.

En lo referente a las combinaciones de acciones que se consideran para el cálculo resistente, la única que se ha tenido en cuenta ha sido la envolvente de combinaciones de acciones para la situación persistente o transitoria, para realizar la comprobación de capacidad portante, ENV_ELU_PER.

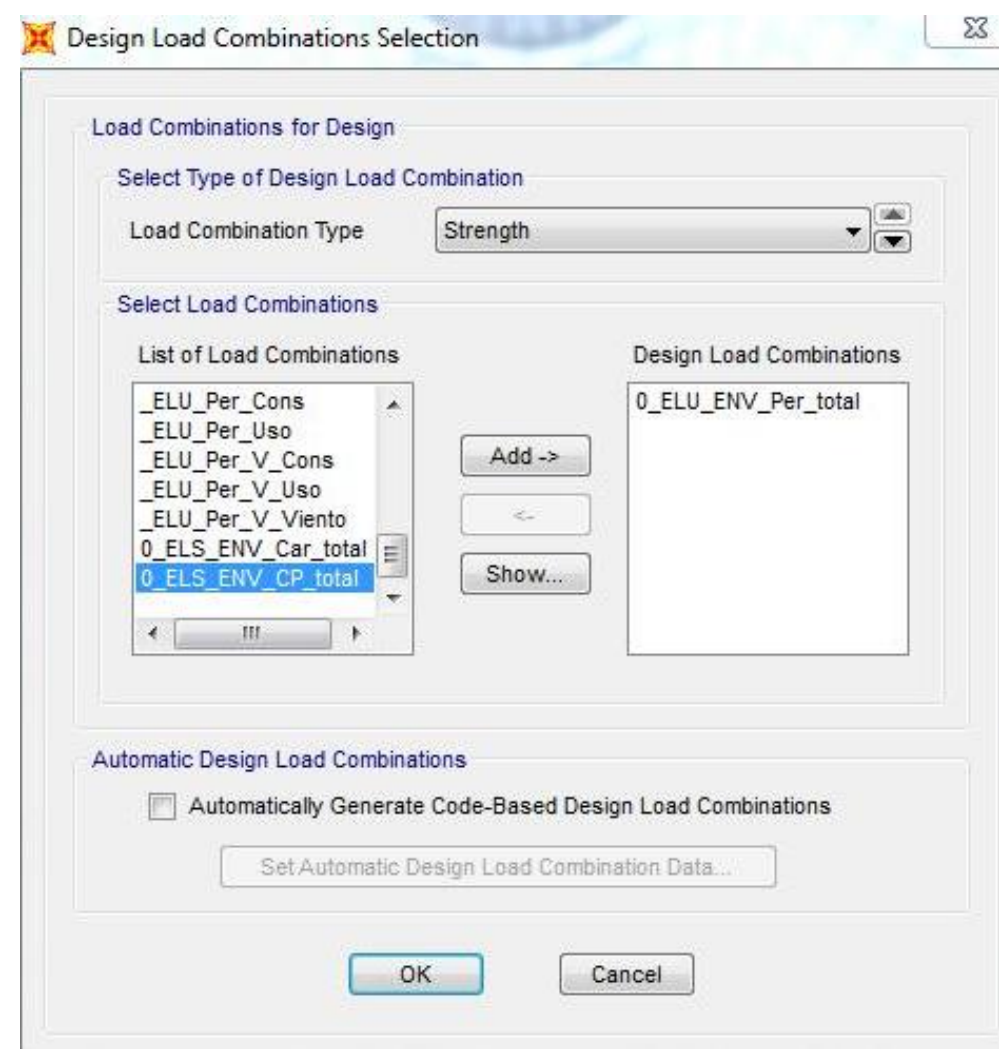


Figura 7.17. Combinación de acciones consideradas para el diseño resistente

Los resultados obtenidos del cálculo mediante la herramienta “Steel Frame Design” se detallan en el **Apéndice D**, pero los datos más significativos son que el P-M ratio más alto vale 0,648 y que el 61% de las barras metálicas tiene un ratio menor o igual a 0,5, esto se puede apreciar en la **figura 7.18**.

A la vista de los resultados, es razonable valorar la opción de reducir el área de las secciones, ya que vemos que la estructura resiste holgadamente los esfuerzos que recibe.

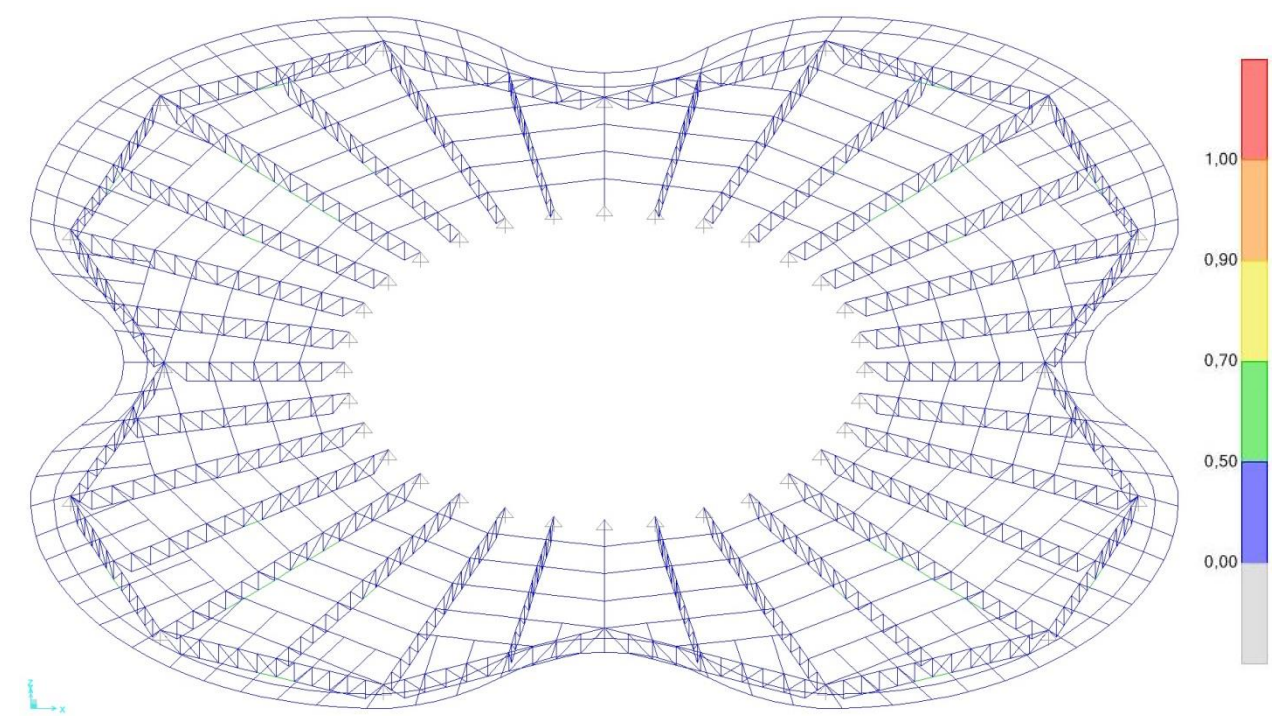


Figura 7.18. Diagrama que representa según una escala de colores el valor de los P-M ratios, como se puede apreciar la gran mayoría no sobrepasa el valor de 0,50

7.2.2.2. Comprobación de flecha

En esta fase no es necesario hacer esta comprobación, ya que hemos concluido que debemos reducir las secciones de las barras.

7.2.3. Fase 3: Reducción del tamaño de las secciones de los elementos estructurales

Hay que tener en cuenta que los perfiles en H no tienen un tamaño menor que el HEB 100, pero no hay que olvidar que frente esfuerzos axiales son las secciones más eficientes, por lo que para los montantes y diagonales de las cerchas se van a disponer HEA 100. Para evitar que aparezcan diferentes tipos de secciones en H (HEA y HEB), cambiaremos todas las secciones en H a HEA.

Dicho esto, en el resto de elementos se procede a reducir las secciones, quedando así:

Grupo	Código	Tipo de elemento	Material	Tipo material	Sección (m)
Cordón superior de la celosía	C-CS	Frame	Acero	S-275	HEA 100
Cordón inferior de la celosía	C-CI	Frame	Acero	S-275	HEA 100

Montantes de la celosía	C-MO	Frame	Acero	S-275	HEA 100
Diagonales de la celosía	C-DI	Frame	Acero	S-275	HEA 100
Correas	CO	Frame	Acero	S-275	IPE 120
Correas voladizo	CV	Frame	Acero	S-275	IPE 120
Zuncho interior	ZI	Frame	Acero	S-275	UPN 100
Zuncho exterior	ZE	Frame	Acero	S-275	UPN 100
Losa forjado	LF	Shell - Thick	Hormigón	HA-30	Membrana = 0,12 Flexión = 0,12
Losa mantenimiento	LM	Shell - Thin	Acero	S-275	Membrana = 0,02 Flexión = 0,02

7.2.3.1. Diseño resistente

Con estas nuevas secciones se procede al mismo cálculo que en la fase anterior y teniendo en cuenta las mismas acciones, las mismas combinaciones de acciones y la misma configuración para el diseño resistente. Los resultados obtenidos del cálculo mediante la herramienta “Steel Frame Design” se detallan en el **Apéndice C**, pero los datos más significativos son que el P-M ratio más alto vale 5,711 y hay 12 barras con un ratio mayor a 0,95 (las 3 barras centrales del cordón inferior de las celosías con más luz), que el 59% de las barras metálicas tiene un ratio menor o igual a 0,5.

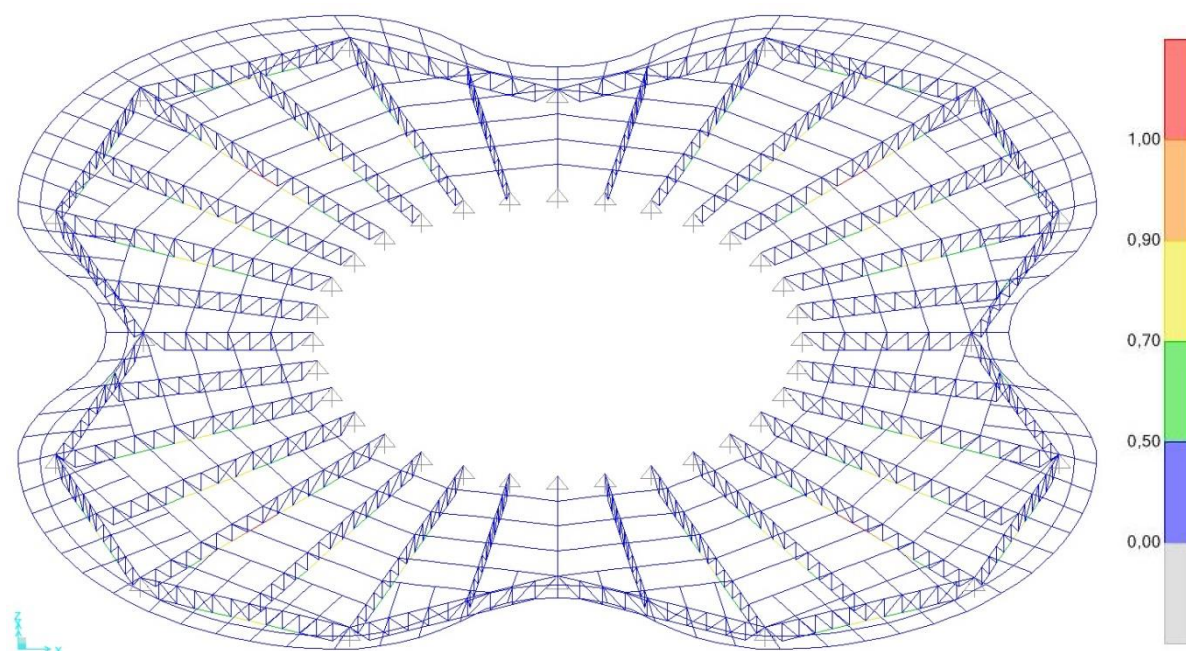


Figura 7.19. Diagrama que representa según una escala de colores el valor de los P-M ratios

A la vista de los resultados, es razonable aumentar a HEA 120 las barras que no cumplen. Gracias a este cambio todas las barras tienen un ratio menor a 0,95, siendo el valor más alto 0,912.

Ahora hemos conseguido una estructura más eficiente y que todas sus barras cumplen el diseño resistente, por lo que es un buen punto de partida para hacer la comprobación de flechas.

7.2.3.2. Cálculo de flechas

La comprobación del cumplimiento de las deformaciones verticales o flechas, se va a realizar comprobando que la deformación vertical obtenida para las envolventes correspondientes es menor a las restricciones propuestas por el CTE.

Lo primero que hay que exponer son las limitaciones que propone el CTE en el DB-SE en el punto “4.3.3. Deformaciones”, de ahí se extrae que:

- Integridad de elementos constructivos: L/400, para situación característica. Ya que se trata de pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.
- Confort de los usuarios: L/350, para situación característica.
- Apariencia de la obra: L/300, para situación casi permanente.

Una vez expuestas las limitaciones, los elementos a comprobar van a ser todos los elementos con diferentes longitudes, ya que la limitación de flecha depende de la longitud, por lo que:

Grupo de elementos	Tipos de elementos	Código	Longitud (m)	Limitación CTE		
				L/400	L/350	L/300
Celosías	Tipo A	CE-A	5,40	-0,0135	-0,0154	-0,0180
	Tipo B	CE-B	6,90	-0,0173	-0,0197	-0,0230
	Tipo C	CE-C	9,52	-0,0238	-0,0272	-0,0317
	Tipo D	CE-D	9,89	-0,0247	-0,0283	-0,0329
	Tipo E	CE-E	11,01	-0,0275	-0,0315	-0,0367
	Tipo F	CE-F	7,20	-0,0180	-0,0206	-0,0240
	Tipo G	CE-G	6,81	-0,0170	-0,0195	-0,0227
Correas	Tipo A	CO-A	1,79	-0,0045	-0,0051	-0,0060
	Tipo B	CO-B	2,05	-0,0051	-0,0059	-0,0068
	Tipo C	CO-C	2,32	-0,0056	-0,0066	-0,0077
	Tipo D	CO-D	2,59	-0,0065	-0,0074	-0,0086
	Tipo E	CO-E	2,86	-0,0072	-0,0082	-0,0095
	Tipo F	CO-F	3,12	-0,0078	-0,0089	-0,0104
	Tipo G	CO-G	3,39	-0,0085	-0,0097	-0,0113

Correas Voladizo	Tipo A	CV-A	2,40	0,0060	0,0069	0,0080
	Tipo B	CV-B	1,78	0,0045	0,0051	0,0059
	Tipo C	CV-C	2,56	0,0064	0,0073	0,0085
	Tipo D	CV-D	3,28	0,0082	0,0094	0,0109
	Tipo E	CV-E	3,18	0,0080	0,0091	0,0106
	Tipo F	CV-F	2,58	0,0065	0,0074	0,0086
	Tipo G	CV-G	3,48	0,0086	0,0099	0,0116
	Tipo H	CV-H	3,86	0,0097	0,0110	0,0129
	Tipo I	CV-I	3,94	0,0099	0,0113	0,0131
	Tipo J	CV-J	3,74	0,0094	0,0107	0,0125
	Tipo K	CV-K	3,26	0,0080	0,0093	0,0109
	Tipo L	CV-L	2,44	0,0062	0,0070	0,0081

Para la comprobación de flechas en la situación característica hay dos limitaciones, pero nos quedamos con la más restrictiva ($L/400$).

Código	Característica L/400	Flecha relativa (m)	Casi permanente L/300	Flecha relativa (m)
CE-A	-0,0135	-0,0012	-0,0180	-0,0008
CE-B	-0,0173	-0,0038	-0,0230	-0,0027
CE-C	-0,0238	-0,0081	-0,0317	-0,0058
CE-D	-0,0247	-0,0012	-0,0329	-0,0088
CE-E	-0,0275	-0,0138	-0,0367	-0,0098
CE-F	-0,0180	-0,0054	-0,0240	-0,0039
CE-G	-0,0170	-0,0026	-0,0227	-0,0019
CO-A	-0,0045	-0,0006	-0,0060	-0,0004
CO-B	-0,0051	-0,0010	-0,0068	-0,0006
CO-C	-0,0056	-0,0012	-0,0077	-0,0009
CO-D	-0,0065	-0,0014	-0,0086	-0,0009
CO-E	-0,0072	-0,0015	-0,0095	-0,0009
CO-F	-0,0078	-0,0017	-0,0104	-0,0009
CO-G	-0,0085	-0,0020	-0,0113	-0,0010
CV-A	-0,0060	-0,0040	-0,0080	-0,0004
CV-B	0,0045	0,0001	-0,0059	-0,0001
CV-C	0,0064	0,0014	0,0085	0,0009
CV-D	0,0082	0,0034	0,0109	0,0023
CV-E	0,0080	0,0043	0,0106	0,0029
CV-F	0,0065	0,0028	0,0086	0,0018
CV-G	0,0086	0,0025	0,0116	0,0016
CV-H	0,0097	0,0029	0,0129	0,0018
CV-I	0,0099	0,0036	0,0131	0,0023
CV-J	0,0094	0,0043	0,0125	0,0029
CV-K	0,0080	0,0048	0,0109	0,0033
CV-L	0,0062	0,0041	0,0081	0,0028

Las flechas relativas de las correas se han obtenido mediante la diferencia de la flecha en centro luz y la del extremo con menos flecha. En el caso de las correas de los

voladizos la flecha se ha obtenido con la diferencia de flecha de la punta del voladizo y la del apoyo.

Como se puede apreciar en la última tabla, las comprobaciones frente a flecha se cumplen en todas las barras que conforman el entramado estructural del forjado. Como la planta es simétrica respecto los dos ejes ortogonales, y las cargas también se aplican de forma simétrica, se comprueban solo los elementos de un octavo de la planta.

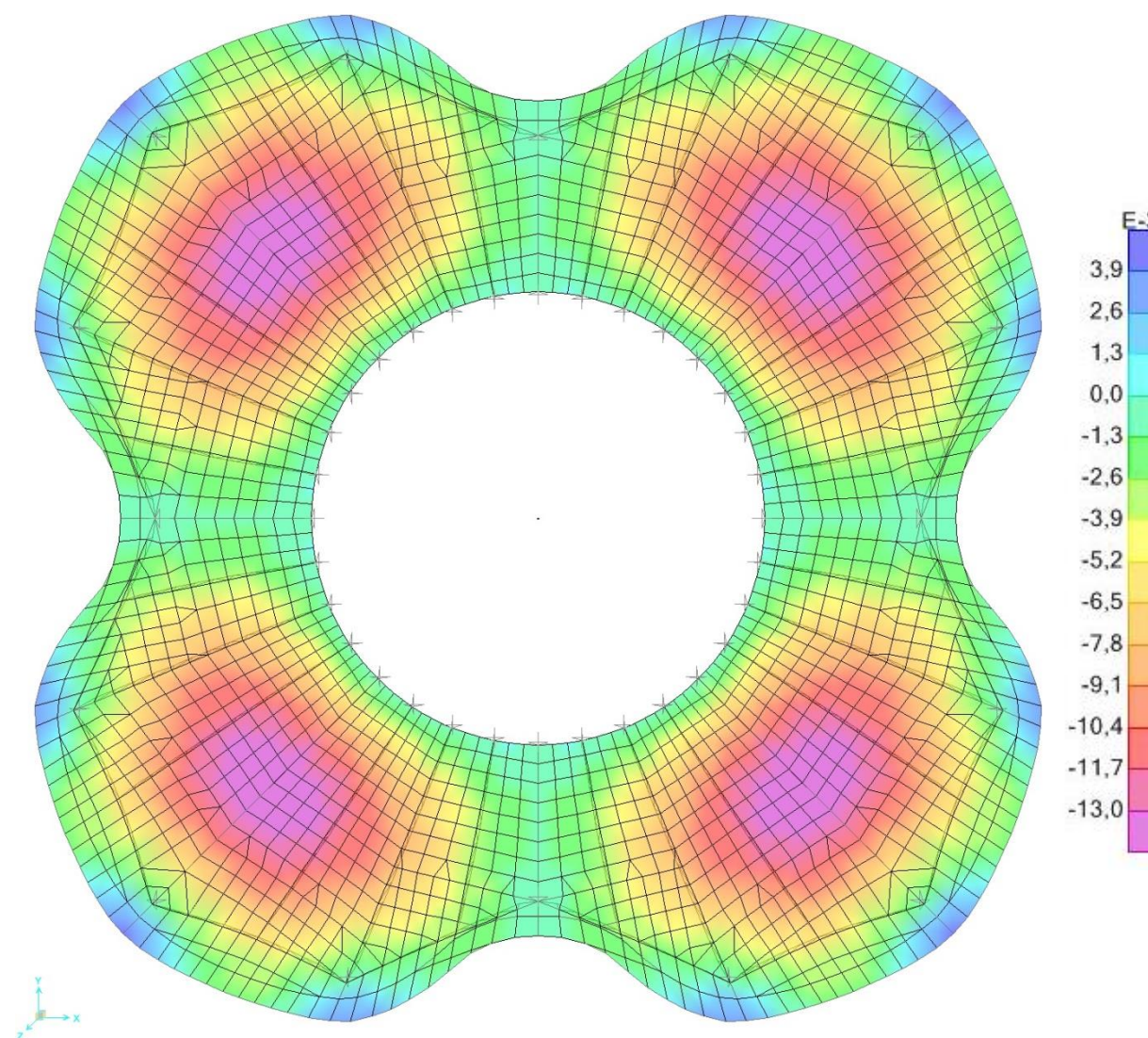


Figura 7.20. Diagrama de deformaciones verticales según la envolvente de las combinaciones de acciones de ELS, según la situación característica. Aquí se aprecia la simetría de la planta, esto permite que resolviendo un cuarto de planta se resuelva toda

En este caso no se considera necesario comprobar el cumplimiento de pandeo lateral de los elementos sometidos a flexión, ya que la unión del entramado metálico con el diafragma rígido, conformado por la losa de hormigón con chapa colaborante, impide este efecto.

Anejo N° 3

Apéndice A: Tablas de deformaciones del modelo general

Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York
Concepción general, diseño estructural y construcción en altura



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Apéndice A

1. Deformaciones verticales del tubo exterior sin rigidizar las plantas técnicas

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1281	DEAD	LinStatic	0,00084	0,003225	-0,030835	0,000481	-0,001787	-0,000201
1282	DEAD	LinStatic	0,001608	0,003388	-0,03124	-0,000284	-0,001699	-0,000205
1283	DEAD	LinStatic	0,002315	0,003143	-0,032029	-0,001093	-0,001402	-0,000204
1284	DEAD	LinStatic	0,002871	0,002646	-0,032248	-0,001648	-0,00158	-0,000206
1285	DEAD	LinStatic	-0,000342	0,002745	-0,027697	0,000046	-0,002801	-0,000195
1286	DEAD	LinStatic	0,000184	0,002776	-0,027744	0,000252	-0,003055	-0,000212
1287	DEAD	LinStatic	-0,001024	0,003107	-0,030773	-0,000315	-0,002053	-0,000208
1288	DEAD	LinStatic	-0,001807	0,003176	-0,030753	0,000355	-0,001268	-0,000203
1289	DEAD	LinStatic	-0,002484	0,002868	-0,032263	0,001597	-0,00165	-0,000206
1290	DEAD	LinStatic	-0,002981	0,002313	-0,032036	0,001397	-0,001103	-0,000204
1291	DEAD	LinStatic	-0,003225	0,001606	-0,03119	0,001685	-0,000297	-0,000205
1292	DEAD	LinStatic	-0,003063	0,000839	-0,030774	0,001765	0,000482	-0,0002
1293	DEAD	LinStatic	-0,002615	0,000183	-0,027719	0,003051	0,000254	-0,000212
1294	DEAD	LinStatic	-0,002584	-0,000343	-0,027679	0,002797	0,000048	-0,000195
1295	DEAD	LinStatic	-0,002946	-0,001025	-0,030754	0,002051	-0,000312	-0,000208
1296	DEAD	LinStatic	-0,003015	-0,001809	-0,030748	0,001273	0,000353	-0,000203
1297	DEAD	LinStatic	-0,002707	-0,002485	-0,03222	0,001645	0,001585	-0,000206
1298	DEAD	LinStatic	-0,002152	-0,002982	-0,032018	0,001082	0,001401	-0,000204
1299	DEAD	LinStatic	-0,001445	-0,003226	-0,031271	0,00028	0,00171	-0,000205
1300	DEAD	LinStatic	-0,000677	-0,003064	-0,030881	-0,000492	0,001785	-0,000201
1301	DEAD	LinStatic	-0,000021	-0,002616	-0,027844	-0,000262	0,003061	-0,000212
1302	DEAD	LinStatic	0,000505	-0,002585	-0,027812	-0,000052	0,002816	-0,000195
1303	DEAD	LinStatic	0,001187	-0,002948	-0,030952	0,000305	0,002073	-0,000208
1304	DEAD	LinStatic	0,001971	-0,003017	-0,030954	-0,000352	0,001286	-0,000204
1305	DEAD	LinStatic	0,002648	-0,002709	-0,032418	-0,001593	0,001654	-0,000206
1306	DEAD	LinStatic	0,003145	-0,002154	-0,032207	-0,001415	0,00111	-0,000204
1307	DEAD	LinStatic	0,00339	-0,001447	-0,031367	-0,001698	0,000291	-0,000205
1308	DEAD	LinStatic	0,003227	-0,000679	-0,030956	-0,001799	-0,000479	-0,000201
1309	DEAD	LinStatic	0,002778	-0,000022	-0,027812	-0,003069	-0,00025	-0,000212
1310	DEAD	LinStatic	0,002747	0,000503	-0,027765	-0,002805	-0,000044	-0,000195
1311	DEAD	LinStatic	0,00311	0,001185	-0,03082	-0,002054	0,000317	-0,000208
1312	DEAD	LinStatic	0,003178	0,001969	-0,030804	-0,001282	-0,00035	-0,000204

2. Deformaciones verticales del tubo interior sin rigidizar las plantas técnicas

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
2483	DEAD	LinStatic	-0,000276	-0,001431	-0,010556	0,000102	0,000558	-0,000203
2484	DEAD	LinStatic	0,000026	-0,001475	-0,010557	0,000031	0,000851	-0,000199
2485	DEAD	LinStatic	-0,000569	-0,00133	-0,010552	0,000095	0,000208	-0,000205
2486	DEAD	LinStatic	-0,000834	-0,001179	-0,010535	0,000117	0,000182	-0,000199
2487	DEAD	LinStatic	-0,001062	-0,000976	-0,010533	0,000183	0,000162	-0,000203
2488	DEAD	LinStatic	-0,001248	-0,000734	-0,010542	0,00025	0,000127	-0,000198
2489	DEAD	LinStatic	-0,001381	-0,000465	-0,010538	0,00051	0,0002	-0,000199
2490	DEAD	LinStatic	-0,001456	-0,000168	-0,010534	0,000641	0,000066	-0,000202
2491	DEAD	LinStatic	-0,000167	0,001618	-0,010531	0,000065	-0,000642	-0,000202
2492	DEAD	LinStatic	-0,000464	0,001542	-0,010531	0,000196	-0,000512	-0,000199
2493	DEAD	LinStatic	-0,000733	0,00141	-0,010531	0,000125	-0,000251	-0,000198
2494	DEAD	LinStatic	-0,000975	0,001224	-0,010518	0,00016	-0,000184	-0,000203
2495	DEAD	LinStatic	-0,001178	0,000996	-0,010516	0,00018	-0,000119	-0,000199
2496	DEAD	LinStatic	-0,001329	0,000731	-0,010531	0,000204	-0,000093	-0,000205
2497	DEAD	LinStatic	-0,00143	0,000438	-0,010533	0,000552	-0,000104	-0,000203
2498	DEAD	LinStatic	-0,001474	0,000136	-0,010533	0,000841	-0,000029	-0,000199
2499	DEAD	LinStatic	0,00033	-0,001457	-0,010558	-0,000069	0,00065	-0,000202
2500	DEAD	LinStatic	0,000627	-0,001382	-0,01056	-0,000201	0,00052	-0,000199
2501	DEAD	LinStatic	0,000896	-0,001249	-0,010563	-0,000131	0,000258	-0,000198
2502	DEAD	LinStatic	0,001138	-0,001064	-0,010551	-0,000164	0,00019	-0,000203
2503	DEAD	LinStatic	0,001341	-0,000835	-0,010549	-0,000188	0,000125	-0,000199
2504	DEAD	LinStatic	0,001492	-0,000571	-0,010562	-0,000208	0,000098	-0,000205
2505	DEAD	LinStatic	0,001593	-0,000277	-0,010562	-0,000558	0,000106	-0,000203
2506	DEAD	LinStatic	0,001637	0,000024	-0,010559	-0,000847	0,000034	-0,0002
2507	DEAD	LinStatic	0,000439	0,001591	-0,01054	-0,000105	-0,000552	-0,000203
2508	DEAD	LinStatic	0,000137	0,001635	-0,010536	-0,000034	-0,000842	-0,000199
2509	DEAD	LinStatic	0,000732	0,00149	-0,010541	-0,000098	-0,000203	-0,000205
2510	DEAD	LinStatic	0,000997	0,001339	-0,010531	-0,000121	-0,000181	-0,000199
2511	DEAD	LinStatic	0,001225	0,001136	-0,010536	-0,000187	-0,000159	-0,000203
2512	DEAD	LinStatic	0,001411	0,000894	-0,010551	-0,000255	-0,000126	-0,000198
2513	DEAD	LinStatic	0,001544	0,000625	-0,010553	-0,000516	-0,000196	-0,000199
2514	DEAD	LinStatic	0,001619	0,000328	-0,010555	-0,000648	-0,000065	-0,000202

3. Deformaciones verticales del tubo exterior rigidizando las plantas técnicas

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
305	DEAD	LinStatic	0,000083	0,001893	-0,015882	-0,000221	-0,000249	-0,00012
306	DEAD	LinStatic	0,00056	0,001999	-0,017363	-0,000137	-0,000327	-0,000119
307	DEAD	LinStatic	0,000929	0,001892	-0,017293	-0,000213	-0,000137	-0,000105
308	DEAD	LinStatic	0,001257	0,00162	-0,017965	-0,000335	-0,000375	-0,000113
309	DEAD	LinStatic	-0,000504	0,001342	-0,014713	0,000096	-0,000236	-0,000097
310	DEAD	LinStatic	-0,000234	0,001501	-0,015245	-0,000078	-0,000371	-0,000111
311	DEAD	LinStatic	-0,000814	0,001412	-0,016406	0,000022	-0,000386	-0,000097
312	DEAD	LinStatic	-0,00122	0,001416	-0,01644	0,000256	-0,000066	-0,000104
313	DEAD	LinStatic	-0,001557	0,001252	-0,018017	0,000391	-0,000343	-0,000113
314	DEAD	LinStatic	-0,001828	0,000922	-0,017325	0,000135	-0,000221	-0,000104
315	DEAD	LinStatic	-0,001934	0,000555	-0,017361	0,000323	-0,000143	-0,000119
316	DEAD	LinStatic	-0,001827	0,000081	-0,015862	0,000248	-0,00022	-0,000119
317	DEAD	LinStatic	-0,001437	-0,000234	-0,015252	0,000378	-0,000075	-0,000111
318	DEAD	LinStatic	-0,001282	-0,000503	-0,014726	0,000241	0,000111	-0,000097
319	DEAD	LinStatic	-0,001354	-0,000815	-0,016409	0,000382	0,00002	-0,000097
320	DEAD	LinStatic	-0,001358	-0,001223	-0,016449	0,00007	0,000251	-0,000104
321	DEAD	LinStatic	-0,001193	-0,00156	-0,017976	0,000336	0,000379	-0,000113
322	DEAD	LinStatic	-0,000863	-0,001833	-0,017309	0,000211	0,000138	-0,000105
323	DEAD	LinStatic	-0,000493	-0,00194	-0,017397	0,000136	0,000332	-0,00012
324	DEAD	LinStatic	-0,000015	-0,001833	-0,015915	0,000219	0,000252	-0,00012
325	DEAD	LinStatic	0,0003	-0,00144	-0,015292	0,000075	0,000381	-0,000111
326	DEAD	LinStatic	0,000569	-0,001284	-0,014763	-0,000112	0,000244	-0,000097
327	DEAD	LinStatic	0,000881	-0,001355	-0,016454	-0,000021	0,000385	-0,000098
328	DEAD	LinStatic	0,00129	-0,001361	-0,016497	-0,000254	0,000072	-0,000105
329	DEAD	LinStatic	0,00163	-0,001196	-0,018025	-0,000381	0,00034	-0,000114
330	DEAD	LinStatic	0,001906	-0,000863	-0,017351	-0,000141	0,000214	-0,000106
331	DEAD	LinStatic	0,002015	-0,000489	-0,01744	-0,00034	0,000138	-0,000121
332	DEAD	LinStatic	0,001906	-0,00004887	-0,015951	-0,000265	0,000208	-0,000124
333	DEAD	LinStatic	0,001518	0,000318	-0,015286	-0,000504	0,000012	-0,000105
334	DEAD	LinStatic	0,001342	0,000579	-0,014762	-0,000253	-0,000114	-0,000091
335	DEAD	LinStatic	0,001413	0,000882	-0,016415	-0,000384	-0,000015	-0,000096
336	DEAD	LinStatic	0,001419	0,001284	-0,016454	-0,000072	-0,000251	-0,000104

4. Deformaciones verticales del tubo interior rigidizando las plantas técnicas

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
433	DEAD	LinStatic	-0,000651	-0,000483	-0,01222	-0,000144	-0,000037	-0,000098
434	DEAD	LinStatic	-0,000529	-0,000615	-0,012283	-0,000001173	0,000005559	-0,000113
439	DEAD	LinStatic	-0,000394	-0,000704	-0,01223	-0,000134	-0,000136	-0,000102
442	DEAD	LinStatic	-0,00023	-0,000785	-0,012296	0,000011	0,000042	-0,000119
445	DEAD	LinStatic	-0,000075	-0,000817	-0,012233	-0,000115	-0,000269	-0,000103
448	DEAD	LinStatic	0,000103	-0,000829	-0,012299	-0,000002532	0,000047	-0,00011
451	DEAD	LinStatic	0,000254	-0,000798	-0,012231	0,00000102	-0,000057	-0,0001
454	DEAD	LinStatic	0,000422	-0,00074	-0,012304	0,000014	0,000002812	-0,000116
457	DEAD	LinStatic	0,000547	-0,000652	-0,012232	0,000038	-0,000142	-0,000098
460	DEAD	LinStatic	0,000679	-0,00053	-0,012293	-0,000005611	8,093E-07	-0,000113
463	DEAD	LinStatic	0,000768	-0,000395	-0,012238	0,000137	-0,000133	-0,000103
466	DEAD	LinStatic	0,000848	-0,000229	-0,012302	-0,000036	0,000009342	-0,000118
469	DEAD	LinStatic	0,000879	-0,000074	-0,012237	0,000285	-0,000121	-0,000101
472	DEAD	LinStatic	0,000891	0,0001	-0,012304	0,000011	-0,00002	-0,00011
475	DEAD	LinStatic	0,00085	0,000172	-0,012206	0,000764	-0,00003	-0,000071
478	DEAD	LinStatic	0,000809	0,000423	-0,012308	0,000027	0,000036	-0,000113
481	DEAD	LinStatic	0,000723	0,000545	-0,012227	0,000169	0,000046	-0,000101
484	DEAD	LinStatic	0,000599	0,000679	-0,012286	0,000005958	0,000002063	-0,000113
487	DEAD	LinStatic	0,000464	0,000767	-0,012229	0,000138	0,000143	-0,000101
490	DEAD	LinStatic	0,000298	0,000847	-0,012291	-0,000011	-0,000038	-0,000119
493	DEAD	LinStatic	0,000143	0,000879	-0,012226	0,000116	0,000275	-0,000103
496	DEAD	LinStatic	-0,000036	0,00089	-0,012288	0,000001317	-0,000041	-0,00011
499	DEAD	LinStatic	-0,000187	0,00086	-0,012221	0,000003809	0,000055	-0,000102
502	DEAD	LinStatic	-0,000357	0,000802	-0,012293	-0,000029	0,000037	-0,000114
505	DEAD	LinStatic	-0,000482	0,000715	-0,012218	-0,000039	0,000144	-0,000098
508	DEAD	LinStatic	-0,000613	0,000594	-0,01228	7,606E-08	0,000009719	-0,000113
511	DEAD	LinStatic	-0,000703	0,000458	-0,012223	-0,000139	0,000133	-0,000102
514	DEAD	LinStatic	-0,000784	0,000294	-0,012287	0,000041	-0,000012	-0,000118
517	DEAD	LinStatic	-0,000816	0,00014	-0,012222	-0,000271	0,000115	-0,000103
520	DEAD	LinStatic	-0,000827	-0,000038	-0,012285	0,000043	8,984E-07	-0,00011
523	DEAD	LinStatic	-0,000796	-0,000188	-0,012218	-0,000059	0,000001446	-0,0001
526	DEAD	LinStatic	-0,000738	-0,000357	-0,012291	0,000000608	-0,000015	-0,000117

Anejo N° 3

Apéndice B: Tablas de combinación de acciones

Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York
Concepción general, diseño estructural y construcción en altura

Apéndice B: Tablas de combinación de acciones

1. Combinaciones de acciones para realizar las comprobaciones geotécnicas del modelo general

Código	Cargas Permanentes				Cargas Variables											
	PP	PT	PI	PR	SNI		SOE		SUA		SMC		ATE		VIE	
	γ	γ	γ	γ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
Geo_CPG_C_T+_V0_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T+_V0_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T+_V0_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T+_V0_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T+_V0_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T+_V0_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V0_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V0_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V0_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V0_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V0_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V0_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T+_V45_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T+_V45_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T+_V45_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T+_V45_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V45_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V45_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V45_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V45_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V45_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_C_T-_V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V0_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V0_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V0_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V0_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V0_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V0_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V0_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V0_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V0_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V0_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V0_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V0_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V45_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V45_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V45_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V45_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V45_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T+_V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V45_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V45_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V45_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V45_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V45_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0
Geo_CPG_T_T-_V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0	--	0

2. Combinaciones de acciones para realizar las comprobaciones resistentes para la situación persistente o transitoria del modelo general

Código	Cargas Permanentes				Cargas Variables												ATE		VIE	
	PP	PT	PI	PR	SNI		SOE		SUA		SMC		ATE		VIE					
	γ	γ	γ	γ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ				
Res_PER_C_T+_V0_SNI	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	--	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T+_V0_SOE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	--	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T+_V0_SUA	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	--	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T+_V0_SMC	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	--	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T+_V0_ATE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	--	1,50	0,6				
Res_PER_C_T+_V0_VIE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	--				
Res_PER_C_T-_V0_SNI	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	--	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V0_SOE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	--	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V0_SUA	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	--	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V0_SMC	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	--	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V0_ATE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	--	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V0_VIE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	--				
Res_PER_C_T+_V45_SNI	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	--	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T+_V45_SOE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	--	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T+_V45_SUA	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	--	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T+_V45_SMC	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	--	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T+_V45_VIE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	--	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V45_SNI	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	--	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V45_SOE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	--	1,50	0,7	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V45_SUA	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	--	1,50	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V45_SMC	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	--	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_C_T-_V45_VIE	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50	0,5	1,50	0,7	1,50	0,7	1,50	0	1,50	--	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V0_SNI	0,80	0,80	0,80	0,80	0	--	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V0_SOE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	--	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V0_SUA	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	--	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V0_SMC	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	--	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V0_ATE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	--	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V0_VIE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	--				
Res_PER_T_T-_V0_SNI	0,80	0,80	0,80	0,80	0	--	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T-_V0_SOE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T-_V0_SUA	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	--	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T-_V0_SMC	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	--	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T-_V0_ATE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	--	1,50	0,6				
Res_PER_T_T-_V0_VIE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	--				
Res_PER_T_T+_V45_SNI	0,80	0,80	0,80	0,80	0	--	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V45_SOE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	--	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V45_SUA	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	--	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V45_SMC	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	--	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T+_V45_VIE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	--				
Res_PER_T_T-_V45_SNI	0,80	0,80	0,80	0,80	0	--	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T-_V45_SOE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	--	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T-_V45_SUA	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T-_V45_SMC	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	--	1,50	0,6	1,50	0,6				
Res_PER_T_T-_V45_VIE	0,80	0,80	0,80	0,80	0	0,5	0	0,7	0	0,7	0	0	1,50	--	1,50	0,6				

3. Combinaciones de acciones para realizar las comprobaciones resistentes para la situación poco probable del modelo general

Código	Cargas Permanentes				Cargas Variables											
	PP	PT	PI	PR	SNI		SOE		SUA		SMC		ATE		VIE	
	γ	γ	γ	γ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
Res_PP_C_T+_V0_SNI	--	--	--	--	--	--	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V0_SOE	--	--	--	--	--	0,5	--	--	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V0_SUA	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	--	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V0_SMC	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V0_ATE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V0_VIE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	--	--	0,6
Res_PP_C_T-_V0_SMC	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T-_V0_ATE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T-_V0_SUA	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T-_V0_VIE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V45_SNI	--	--	--	--	--	--	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V45_SOE	--	--	--	--	--	0,5	--	--	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V45_SUA	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	--	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V45_SMC	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T+_V45_ATE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	--	--	0,6
Res_PP_C_T+_V45_VIE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T-_V45_SNI	--	--	--	--	--	--	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T-_V45_SOE	--	--	--	--	--	0,5	--	--	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T-_V45_SUA	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	--	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T-_V45_SMC	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T-_V45_ATE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_C_T-_V45_VIE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	--	--	0,6
Res_PP_T_T+_V0_SNI	--	--	--	--	--	--	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T+_V0_SOE	--	--	--	--	--	0,5	--	--	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T+_V0_SUA	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	--	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T+_V0_SMC	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T+_V0_ATE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	--	--	0,6
Res_PP_T_T+_V0_VIE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V0_SNI	--	--	--	--	--	--	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V0_SOE	--	--	--	--	--	0,5	--	--	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V0_SUA	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	--	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V0_SMC	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V0_ATE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	--	--	0,6
Res_PP_T_T-_V0_VIE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T+_V45_SNI	--	--	--	--	--	--	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T+_V45_SOE	--	--	--	--	--	0,5	--	--	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T+_V45_SUA	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	--	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T+_V45_SMC	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T+_V45_ATE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	--	--	0,6
Res_PP_T_T+_V45_VIE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V45_SNI	--	--	--	--	--	--	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V45_SOE	--	--	--	--	--	0,5	--	--	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V45_SUA	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	--	--	0	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V45_SMC	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	--	--	0,6	--	0,6
Res_PP_T_T-_V45_ATE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	--	--	0,6
Res_PP_T_T-_V45_VIE	--	--	--	--	--	0,5	--	0,7	--	0,7	--	0	--	0,6	--	0,6

4. Combinaciones de acciones para realizar las comprobaciones resistentes para la situación casi permanente del modelo general

Código	Cargas Permanentes				Cargas Variables									
	PP	PT	PI	PR	SNI		SOE		SUA		SMC		ATE	
	γ	γ	γ	γ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
Res_CP_C_T+ V0_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V0_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V0_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V0_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V0_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V0_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V0_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V0_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V0_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V0_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V0_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V0_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V45_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V45_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V45_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V45_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V45_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T+ V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V45_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V45_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V45_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V45_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V45_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_C_T- V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V0_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V0_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V0_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V0_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V0_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V0_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V0_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V0_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V0_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V0_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V0_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V0_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V45_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V45_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V45_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V45_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V45_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V45_SNI	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V45_SOE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V45_SUA	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V45_SMC	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V45_ATE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T+ V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0
Res_CP_T_T- V45_VIE	--	--	--	--	--	0	--	0,3	--	0,6	--	0	--	0

Anejo N° 3

Apéndice C: Tablas de deformaciones del forjado tipo

Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York
Concepción general, diseño estructural y construcción en altura

Apéndice C: Tablas de deformaciones del forjado tipo

TABLE: Joint Displacements			3472	DEAD	-0,00271	3515	DEAD	-0,00035	3558	DEAD	-0,000982	3601	DEAD	-0,002128	3644	DEAD	-0,000858
Joint	OutputCase	U3	3473	DEAD	-0,002085	3516	DEAD	-0,00026	3559	DEAD	-0,000977	3602	DEAD	-0,001706	3645	DEAD	-0,001258
Text	Text	m	3474	DEAD	-0,00137	3517	DEAD	-0,000122	3560	DEAD	-0,000895	3603	DEAD	-0,001182	3646	DEAD	-0,001577
3432	DEAD	-0,000141	3475	DEAD	-0,000593	3518	DEAD	-0,000235	3561	DEAD	-0,000734	3604	DEAD	-0,000587	3647	DEAD	-0,001794
3433	DEAD	-0,000272	3476	DEAD	-0,000878	3519	DEAD	-0,000542	3562	DEAD	-0,000504	3605	DEAD	-0,002376	3648	DEAD	-0,001886
3434	DEAD	-0,000353	3477	DEAD	-0,001754	3520	DEAD	-0,00081	3563	DEAD	-0,000236	3606	DEAD	-0,002872	3649	DEAD	-0,001832
3435	DEAD	-0,000376	3478	DEAD	-0,002555	3521	DEAD	-0,001021	3564	DEAD	-0,000413	3607	DEAD	-0,003316	3650	DEAD	-0,001632
3436	DEAD	-0,000348	3479	DEAD	-0,003247	3522	DEAD	-0,001168	3565	DEAD	-0,000857	3608	DEAD	-0,003666	3651	DEAD	-0,001313
3437	DEAD	-0,000258	3480	DEAD	-0,003806	3523	DEAD	-0,001251	3566	DEAD	-0,001255	3609	DEAD	-0,003899	3652	DEAD	-0,000899
3438	DEAD	-0,000121	3481	DEAD	-0,004212	3524	DEAD	-0,00129	3567	DEAD	-0,001572	3610	DEAD	-0,003999	3653	DEAD	-0,00043
3439	DEAD	-0,000235	3482	DEAD	-0,004447	3525	DEAD	-0,001269	3568	DEAD	-0,001788	3611	DEAD	-0,003965	3654	DEAD	-0,000235
3440	DEAD	-0,000541	3483	DEAD	-0,004515	3526	DEAD	-0,00119	3569	DEAD	-0,001879	3612	DEAD	-0,003855	3655	DEAD	-0,000543
3441	DEAD	-0,000808	3484	DEAD	-0,004493	3527	DEAD	-0,001077	3570	DEAD	-0,001825	3613	DEAD	-0,003608	3656	DEAD	-0,00081
3442	DEAD	-0,001019	3485	DEAD	-0,004292	3528	DEAD	-0,000578	3571	DEAD	-0,001627	3614	DEAD	-0,003223	3657	DEAD	-0,001021
3443	DEAD	-0,001166	3486	DEAD	-0,003904	3529	DEAD	-0,001154	3572	DEAD	-0,001309	3615	DEAD	-0,00271	3658	DEAD	-0,001168
3444	DEAD	-0,001249	3487	DEAD	-0,003342	3530	DEAD	-0,001663	3573	DEAD	-0,000897	3616	DEAD	-0,002085	3659	DEAD	-0,001251
3445	DEAD	-0,001289	3488	DEAD	-0,002631	3531	DEAD	-0,002081	3574	DEAD	-0,000431	3617	DEAD	-0,00137	3660	DEAD	-0,00129
3446	DEAD	-0,001269	3489	DEAD	-0,001801	3532	DEAD	-0,002386	3575	DEAD	-0,000141	3618	DEAD	-0,000593	3661	DEAD	-0,001269
3447	DEAD	-0,001192	3490	DEAD	-0,000892	3533	DEAD	-0,002565	3576	DEAD	-0,000272	3619	DEAD	-0,000878	3662	DEAD	-0,00119
3448	DEAD	-0,00108	3491	DEAD	-0,000264	3534	DEAD	-0,002615	3577	DEAD	-0,000353	3620	DEAD	-0,001754	3663	DEAD	-0,001077
3449	DEAD	-0,000579	3492	DEAD	-0,000574	3535	DEAD	-0,00259	3578	DEAD	-0,000376	3621	DEAD	-0,002555	3664	DEAD	-0,000578
3450	DEAD	-0,001153	3493	DEAD	-0,00083	3536	DEAD	-0,002429	3579	DEAD	-0,000348	3622	DEAD	-0,003247	3665	DEAD	-0,001154
3451	DEAD	-0,001662	3494	DEAD	-0,000985	3537	DEAD	-0,002129	3580	DEAD	-0,000258	3623	DEAD	-0,003806	3666	DEAD	-0,001663
3452	DEAD	-0,002078	3495	DEAD	-0,000979	3538	DEAD	-0,001706	3581	DEAD	-0,000121	3624	DEAD	-0,004212	3667	DEAD	-0,002081
3453	DEAD	-0,002384	3496	DEAD	-0,000896	3539	DEAD	-0,001183	3582	DEAD	-0,000235	3625	DEAD	-0,004447	3668	DEAD	-0,002386
3454	DEAD	-0,002563	3497	DEAD	-0,000734	3540	DEAD	-0,000588	3583	DEAD	-0,000541	3626	DEAD	-0,004515	3669	DEAD	-0,002565
3455	DEAD	-0,002613	3498	DEAD	-0,000504	3541	DEAD	-0,002369	3584	DEAD	-0,000808	3627	DEAD	-0,004493	3670	DEAD	-0,002615
3456	DEAD	-0,002588	3499	DEAD	-0,000234	3542	DEAD	-0,002867	3585	DEAD	-0,001019	3628	DEAD	-0,004292	3671	DEAD	-0,00259
3457	DEAD	-0,002427	3500	DEAD	-0,000412	3543	DEAD	-0,003312	3586	DEAD	-0,001166	3629	DEAD	-0,003904	3672	DEAD	-0,002429
3458	DEAD	-0,002127	3501	DEAD	-0,000858	3544	DEAD	-0,003664	3587	DEAD	-0,00125	3630	DEAD	-0,003342	3673	DEAD	-0,002129
3459	DEAD	-0,001705	3502	DEAD	-0,001258	3545	DEAD	-0,003898	3588	DEAD	-0,001289	3631	DEAD	-0,002631	3674	DEAD	-0,001706
3460	DEAD	-0,001182	3503	DEAD	-0,001576	3546	DEAD	-0,003998	3589	DEAD	-0,001269	3632	DEAD	-0,001801	3675	DEAD	-0,001183
3461	DEAD	-0,000587	3504	DEAD	-0,001794	3547	DEAD	-0,003965	3590	DEAD	-0,001193	3633	DEAD	-0,000892	3676	DEAD	-0,000588
3462	DEAD	-0,002376	3505	DEAD	-0,001886	3548	DEAD	-0,003855	3591	DEAD	-0,001081	3634	DEAD	-0,000264	3677	DEAD	-0,002369
3463	DEAD	-0,002872	3506	DEAD	-0,001831	3549	DEAD	-0,003609	3592	DEAD	-0,000579	3635	DEAD	-0,000574	3678	DEAD	-0,002867
3464	DEAD	-0,003316	3507	DEAD	-0,001632	3550	DEAD	-0,003224	3593	DEAD	-0,001153	3636	DEAD	-0,00083	3679	DEAD	-0,003312
3465	DEAD	-0,003666	3508	DEAD	-0,001313	3551	DEAD	-0,002712	3594	DEAD	-0,001662	3637	DEAD	-0,000985	3680	DEAD	-0,003664
3466	DEAD	-0,003899	3509	DEAD	-0,000899	3552	DEAD	-0,002086	3595	DEAD	-0,002079	3638	DEAD	-0,000979	3681	DEAD	-0,003898
3467	DEAD	-0,003999	3510	DEAD	-0,00043	3553	DEAD	-0,00137	3596	DEAD	-0,002385	3639	DEAD	-0,000896	3682	DEAD	-0,003998
3468	DEAD	-0,003965	3511	DEAD	-0,000141	3554	DEAD	-0,000592	3597	DEAD	-0,002564	3640	DEAD	-0,000734	3683	DEAD	-0,003965
3469	DEAD	-0,003855	3512	DEAD	-0,000273	3555	DEAD	-0,000265	3598	DEAD	-0,002614	3641	DEAD	-0,000504	3684	DEAD	-0,003855
3470	DEAD	-0,003608	3513	DEAD	-0,000356	3556	DEAD	-0,000573	3599	DEAD	-0,002589	3642	DEAD	-0,000234	3685	DEAD	-0,003609
3471	DEAD	-0,003223	3514	DEAD	-0,000379	3557	DEAD	-0,000827	3600	DEAD	-0,002427	3643	DEAD	-0,000412	3686	DEAD	-0,003224

3687	DEAD	-0,002712	3732	DEAD	-0,001182	3777	DEAD	-0,001886	3822	DEAD	-0,003224	3867	DEAD	-0,001705	3912	DEAD	-0,001794
3688	DEAD	-0,002086	3733	DEAD	-0,000587	3778	DEAD	-0,001832	3823	DEAD	-0,002712	3868	DEAD	-0,001182	3913	DEAD	-0,001886
3689	DEAD	-0,00137	3734	DEAD	-0,002376	3779	DEAD	-0,001632	3824	DEAD	-0,002086	3869	DEAD	-0,000587	3914	DEAD	-0,001831
3690	DEAD	-0,000592	3735	DEAD	-0,002872	3780	DEAD	-0,001313	3825	DEAD	-0,00137	3870	DEAD	-0,002376	3915	DEAD	-0,001632
3691	DEAD	-0,000264	3736	DEAD	-0,003316	3781	DEAD	-0,000899	3826	DEAD	-0,000592	3871	DEAD	-0,002872	3916	DEAD	-0,001313
3692	DEAD	-0,000573	3737	DEAD	-0,003666	3782	DEAD	-0,00043	3827	DEAD	-0,000264	3872	DEAD	-0,003316	3917	DEAD	-0,000899
3693	DEAD	-0,000827	3738	DEAD	-0,003899	3783	DEAD	-0,000141	3828	DEAD	-0,000573	3873	DEAD	-0,003666	3918	DEAD	-0,00043
3694	DEAD	-0,000982	3739	DEAD	-0,003999	3784	DEAD	-0,000273	3829	DEAD	-0,000827	3874	DEAD	-0,003899	3919	DEAD	-0,000235
3695	DEAD	-0,000977	3740	DEAD	-0,003965	3785	DEAD	-0,000356	3830	DEAD	-0,000982	3875	DEAD	-0,003999	3920	DEAD	-0,000542
3696	DEAD	-0,000895	3741	DEAD	-0,003855	3786	DEAD	-0,000379	3831	DEAD	-0,000977	3876	DEAD	-0,003965	3921	DEAD	-0,00081
3697	DEAD	-0,000734	3742	DEAD	-0,003608	3787	DEAD	-0,00035	3832	DEAD	-0,000895	3877	DEAD	-0,003855	3922	DEAD	-0,001021
3698	DEAD	-0,000504	3743	DEAD	-0,003223	3788	DEAD	-0,00026	3833	DEAD	-0,000734	3878	DEAD	-0,003608	3923	DEAD	-0,001168
3699	DEAD	-0,000237	3744	DEAD	-0,00271	3789	DEAD	-0,000122	3834	DEAD	-0,000504	3879	DEAD	-0,003223	3924	DEAD	-0,001251
3700	DEAD	-0,000413	3745	DEAD	-0,002085	3790	DEAD	-0,000235	3835	DEAD	-0,000237	3880	DEAD	-0,00271	3925	DEAD	-0,00129
3701	DEAD	-0,000857	3746	DEAD	-0,00137	3791	DEAD	-0,000543	3836	DEAD	-0,000413	3881	DEAD	-0,002086	3926	DEAD	-0,001269
3702	DEAD	-0,001255	3747	DEAD	-0,000593	3792	DEAD	-0,00081	3837	DEAD	-0,000857	3882	DEAD	-0,00137	3927	DEAD	-0,00119
3703	DEAD	-0,001572	3748	DEAD	-0,000878	3793	DEAD	-0,001021	3838	DEAD	-0,001255	3883	DEAD	-0,000593	3928	DEAD	-0,001077
3704	DEAD	-0,001787	3749	DEAD	-0,001754	3794	DEAD	-0,001168	3839	DEAD	-0,001572	3884	DEAD	-0,000878	3929	DEAD	-0,000578
3705	DEAD	-0,001879	3750	DEAD	-0,002555	3795	DEAD	-0,001251	3840	DEAD	-0,001787	3885	DEAD	-0,001754	3930	DEAD	-0,001154
3706	DEAD	-0,001825	3751	DEAD	-0,003247	3796	DEAD	-0,00129	3841	DEAD	-0,001879	3886	DEAD	-0,002555	3931	DEAD	-0,001663
3707	DEAD	-0,001626	3752	DEAD	-0,003806	3797	DEAD	-0,001269	3842	DEAD	-0,001825	3887	DEAD	-0,003247	3932	DEAD	-0,002081
3708	DEAD	-0,001309	3753	DEAD	-0,004212	3798	DEAD	-0,00119	3843	DEAD	-0,001626	3888	DEAD	-0,003806	3933	DEAD	-0,002386
3709	DEAD	-0,000897	3754	DEAD	-0,004447	3799	DEAD	-0,001077	3844	DEAD	-0,001309	3889	DEAD	-0,004212	3934	DEAD	-0,002565
3710	DEAD	-0,000431	3755	DEAD	-0,004515	3800	DEAD	-0,000578	3845	DEAD	-0,000897	3890	DEAD	-0,004447	3935	DEAD	-0,002615
3711	DEAD	-0,000235	3756	DEAD	-0,004493	3801	DEAD	-0,001154	3846	DEAD	-0,000431	3891	DEAD	-0,004515	3936	DEAD	-0,00259
3712	DEAD	-0,000541	3757	DEAD	-0,004292	3802	DEAD	-0,001663	3847	DEAD	-0,000235	3892	DEAD	-0,004493	3937	DEAD	-0,002429
3713	DEAD	-0,000808	3758	DEAD	-0,003904	3803	DEAD	-0,002081	3848	DEAD	-0,000541	3893	DEAD	-0,004292	3938	DEAD	-0,002129
3714	DEAD	-0,001019	3759	DEAD	-0,003342	3804	DEAD	-0,002386	3849	DEAD	-0,000808	3894	DEAD	-0,003904	3939	DEAD	-0,001706
3715	DEAD	-0,001166	3760	DEAD	-0,002631	3805	DEAD	-0,002565	3850	DEAD	-0,001019	3895	DEAD	-0,003342	3940	DEAD	-0,001183
3716	DEAD	-0,00125	3761	DEAD	-0,001801	3806	DEAD	-0,002615	3851	DEAD	-0,001167	3896	DEAD	-0,002631	3941	DEAD	-0,000588
3717	DEAD	-0,001289	3762	DEAD	-0,000892	3807	DEAD	-0,00259	3852	DEAD	-0,00125	3897	DEAD	-0,001801	3942	DEAD	-0,002369
3718	DEAD	-0,001269	3763	DEAD	-0,000264	3808	DEAD	-0,002429	3853	DEAD	-0,001289	3898	DEAD	-0,000892	3943	DEAD	-0,002867
3719	DEAD	-0,001193	3764	DEAD	-0,000574	3809	DEAD	-0,002129	3854	DEAD	-0,00127	3899	DEAD	-0,000264	3944	DEAD	-0,003312
3720	DEAD	-0,001081	3765	DEAD	-0,00083	3810	DEAD	-0,001706	3855	DEAD	-0,001193	3900	DEAD	-0,000574	3945	DEAD	-0,003664
3721	DEAD	-0,000579	3766	DEAD	-0,000985	3811	DEAD	-0,001183	3856	DEAD	-0,001081	3901	DEAD	-0,00083	3946	DEAD	-0,003898
3722	DEAD	-0,001153	3767	DEAD	-0,000979	3812	DEAD	-0,000588	3857	DEAD	-0,000579	3902	DEAD	-0,000985	3947	DEAD	-0,003998
3723	DEAD	-0,001662	3768	DEAD	-0,000896	3813	DEAD	-0,002369	3858	DEAD	-0,001153	3903	DEAD	-0,000979	3948	DEAD	-0,003965
3724	DEAD	-0,002079	3769	DEAD	-0,000734	3814	DEAD	-0,002867	3859	DEAD	-0,001662	3904	DEAD	-0,000896	3949	DEAD	-0,003855
3725	DEAD	-0,002385	3770	DEAD	-0,000504	3815	DEAD	-0,003312	3860	DEAD	-0,002079	3905	DEAD	-0,000734	3950	DEAD	-0,003609
3726	DEAD	-0,002564	3771	DEAD	-0,000234	3816	DEAD	-0,003664	3861	DEAD	-0,002385	3906	DEAD	-0,000504	3951	DEAD	-0,003224
3727	DEAD	-0,002614	3772	DEAD	-0,000412	3817	DEAD	-0,003898	3862	DEAD	-0,002564	3907	DEAD	-0,000234	3952	DEAD	-0,002712
3728	DEAD	-0,002589	3773	DEAD	-0,000858	3818	DEAD	-0,003998	3863	DEAD	-0,002614	3908	DEAD	-0,000412	3953	DEAD	-0,002086
3729	DEAD	-0,002427	3774	DEAD	-0,001258	3819	DEAD	-0,003965	3864	DEAD	-0,002589	3909	DEAD	-0,000858	3954	DEAD	-0,00137
3730	DEAD	-0,002128	3775	DEAD	-0,001577	3820	DEAD	-0,003855	3865	DEAD	-0,002427	3910	DEAD	-0,001258	3955	DEAD	-0,000592
3731	DEAD	-0,001706	3776	DEAD	-0,001794	3821	DEAD	-0,003609	3866	DEAD	-0,002128	3911	DEAD	-0,001577	3956	DEAD	-0,000265

3957	DEAD	-0,000573	3961	DEAD	-0,000895	3965	DEAD	-0,000413	3969	DEAD	-0,001788	3973	DEAD	-0,001309
3958	DEAD	-0,000827	3962	DEAD	-0,000734	3966	DEAD	-0,000857	3970	DEAD	-0,001879	3974	DEAD	-0,000897
3959	DEAD	-0,000982	3963	DEAD	-0,000504	3967	DEAD	-0,001255	3971	DEAD	-0,001825	3975	DEAD	-0,000431
3960	DEAD	-0,000977	3964	DEAD	-0,000236	3968	DEAD	-0,001572	3972	DEAD	-0,001627			

Anejo N° 3

Apéndice D: Resultados Steel Frame Design

Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York
Concepción general, diseño estructural y construcción en altura

Apéndice D: Resultados Steel Frame Design

Como la planta es simétrica y a la vista dela cantidad de datos obtenidos, se decide evaluar sólo un octavo de planta. 1. Resultados obtenidos en la Fase 2

Fram e	DesignSe ct	DesignTyp e	Ratio	1151	HE120B	Beam	0,07	1192	HE120B	Beam	0,03	1885	IPE140	Beam	0,08	1925	IPE140	Beam	0,02	2836	IPE140	Beam	0,04
Text	Text	Text	Unitles s	1152	HE120B	Beam	0,06	1193	HE120B	Beam	0,02	1886	IPE140	Beam	0,05	1926	IPE140	Beam	0,03	2837	IPE140	Beam	0,04
988	HE120B	Beam	0,03	1153	HE120B	Beam	0,06	1194	HE120B	Beam	0,02	1887	IPE140	Beam	0,09	1927	IPE140	Beam	0,03	2838	IPE140	Beam	0,03
989	HE120B	Beam	0,03	1154	HE120B	Beam	0,04	1195	HE120B	Beam	0,06	1888	IPE140	Beam	0,06	1928	IPE140	Beam	0,34	2839	IPE140	Beam	0,04
990	HE120B	Beam	0,08	1155	HE120B	Beam	0,03	1196	HE120B	Beam	0,07	1889	IPE140	Beam	0,08	1929	IPE140	Beam	0,08	2840	IPE140	Beam	0,03
1035	HE120B	Beam	0,02	1156	HE120B	Beam	0,03	1197	HE120B	Beam	0,06	1890	IPE140	Beam	0,06	1930	IPE140	Beam	0,03	2841	IPE140	Beam	0,04
1036	HE120B	Beam	0,03	1157	HE120B	Beam	0,02	1198	HE120B	Beam	0,06	1891	IPE140	Beam	0,05	1931	IPE140	Beam	0,10	2842	IPE140	Beam	0,04
1037	HE120B	Beam	0,02	1158	HE120B	Beam	0,03	1199	HE120B	Beam	0,05	1892	IPE140	Beam	0,20	1932	IPE140	Beam	0,09	2843	IPE140	Beam	0,17
1038	HE120B	Beam	0,03	1159	HE120B	Beam	0,03	1200	HE120B	Beam	0,03	1893	IPE140	Beam	0,02	1933	IPE140	Beam	0,09	2844	IPE140	Beam	0,16
1039	HE120B	Beam	0,01	1160	HE120B	Beam	0,03	1854	IPE140	Beam	0,03	1894	IPE140	Beam	0,05	1934	IPE140	Beam	0,04	2845	IPE140	Beam	0,46
1066	HE120B	Beam	0,08	1161	HE120B	Beam	0,03	1855	IPE140	Beam	0,04	1895	IPE140	Beam	0,06	1935	IPE140	Beam	0,11	2846	IPE140	Beam	0,33
1067	HE120B	Beam	0,04	1162	HE120B	Beam	0,06	1856	IPE140	Beam	0,02	1896	IPE140	Beam	0,27	1936	IPE140	Beam	0,08	2847	IPE140	Beam	0,25
1068	HE120B	Beam	0,06	1163	HE120B	Beam	0,04	1857	IPE140	Beam	0,03	1897	IPE140	Beam	0,03	1937	IPE140	Beam	0,06	2848	IPE140	Beam	0,19
1069	HE120B	Beam	0,08	1164	HE120B	Beam	0,14	1858	IPE140	Beam	0,03	1898	IPE140	Beam	0,02	1938	IPE140	Beam	0,07	2849	IPE140	Beam	0,20
1070	HE120B	Beam	0,07	1165	HE120B	Beam	0,09	1859	IPE140	Beam	0,29	1899	IPE140	Beam	0,02	1939	IPE140	Beam	0,06	2850	IPE140	Beam	0,37
1071	HE120B	Beam	0,07	1166	HE120B	Beam	0,02	1860	IPE140	Beam	0,13	1900	IPE140	Beam	0,21	1940	IPE140	Beam	0,06	2851	IPE140	Beam	0,34
1072	HE120B	Beam	0,05	1167	HE120B	Beam	0,03	1861	IPE140	Beam	0,08	1901	IPE140	Beam	0,16	1941	IPE140	Beam	0,08	2852	IPE140	Beam	0,41
1073	HE120B	Beam	0,06	1169	HE120B	Beam	0,07	1862	IPE140	Beam	0,13	1902	IPE140	Beam	0,08	1942	IPE140	Beam	0,07	2853	IPE140	Beam	0,51
1123	HE120B	Beam	0,03	1170	HE120B	Beam	0,02	1863	IPE140	Beam	0,19	1903	IPE140	Beam	0,17	1943	IPE140	Beam	0,05	2854	IPE140	Beam	0,04
1124	HE120B	Beam	0,04	1171	HE120B	Beam	0,16	1864	IPE140	Beam	0,12	1904	IPE140	Beam	0,05	1944	IPE140	Beam	0,04	2855	IPE140	Beam	0,02
1125	HE120B	Beam	0,06	1172	HE120B	Beam	0,02	1865	IPE140	Beam	0,23	1905	IPE140	Beam	0,03	1945	IPE140	Beam	0,04	2856	IPE140	Beam	0,02
1126	HE120B	Beam	0,08	1173	HE120B	Beam	0,04	1866	IPE140	Beam	0,01	1906	IPE140	Beam	0,03	1946	IPE140	Beam	0,03	2857	IPE140	Beam	0,01
1127	HE120B	Beam	0,06	1174	HE120B	Beam	0,03	1867	IPE140	Beam	0,01	1907	IPE140	Beam	0,04	1947	IPE140	Beam	0,06	2858	IPE140	Beam	0,01
1128	HE120B	Beam	0,07	1175	HE120B	Beam	0,02	1868	IPE140	Beam	0,08	1908	IPE140	Beam	0,23	2727	IPE140	Beam	0,09	2859	IPE140	Beam	0,03
1129	HE120B	Beam	0,04	1176	HE120B	Beam	0,09	1869	IPE140	Beam	0,01	1909	IPE140	Beam	0,02	2734	IPE140	Beam	0,09	2860	IPE140	Beam	0,48
1130	HE120B	Beam	0,03	1177	HE120B	Beam	0,04	1870	IPE140	Beam	0,12	1910	IPE140	Beam	0,29	2783	IPE140	Beam	0,64	2861	IPE140	Beam	0,05
1138	HE120B	Beam	0,04	1178	HE120B	Beam	0,07	1871	IPE140	Beam	0,03	1911	IPE140	Beam	0,06	2796	IPE140	Beam	0,08	2862	IPE140	Beam	0,03
1139	HE120B	Beam	0,05	1179	HE120B	Beam	0,10	1872	IPE140	Beam	0,14	1912	IPE140	Beam	0,04	2823	IPE140	Beam	0,53	2863	IPE140	Beam	0,02
1140	HE120B	Beam	0,07	1180	HE120B	Beam	0,05	1873	IPE140	Beam	0,03	1913	IPE140	Beam	0,23	2824	IPE140	Beam	0,33	2864	IPE140	Beam	0,38
1141	HE120B	Beam	0,06	1181	HE120B	Beam	0,04	1874	IPE140	Beam	0,02	1914	IPE140	Beam	0,03	2825	IPE140	Beam	0,28	2865	IPE140	Beam	0,07
1142	HE120B	Beam	0,06	1182	HE120B	Beam	0,03	1875	IPE140	Beam	0,06	1915	IPE140	Beam	0,02	2826	IPE140	Beam	0,28	2866	IPE140	Beam	0,06
1143	HE120B	Beam	0,03	1183	HE120B	Beam	0,04	1876	IPE140	Beam	0,03	1916	IPE140	Beam	0,01	2827	IPE140	Beam	0,42	2867	IPE140	Beam	0,06
1144	HE120B	Beam	0,06	1184	HE120B	Beam	0,06	1877	IPE140	Beam	0,09	1917	IPE140	Beam	0,10	2828	IPE140	Beam	0,58	2868	IPE140	Beam	0,05
1145	HE120B	Beam	0,03	1185	HE120B	Beam	0,06	1878	IPE140	Beam	0,03	1918	IPE140	Beam	0,01	2829	IPE140	Beam	0,07	3031	UPN100	Beam	0,04
1146	HE120B	Beam	0,06	1186	HE120B	Beam	0,06	1879	IPE140	Beam	0,09	1919	IPE140	Beam	0,02	2830	IPE140	Beam	0,17	3032	UPN100	Beam	0,04
1147	HE120B	Beam	0,11	1187	HE120B	Beam	0,05	1880	IPE140	Beam	0,04	1920	IPE140	Beam	0,02	2831	IPE140	Beam	0,15	3033	UPN100	Beam	0,07
1148	HE120B	Beam	0,06	1188	HE120B	Beam	0,03	1881	IPE140	Beam	0,11	1921	IPE140	Beam	0,03	2832	IPE140	Beam	0,20	3034	UPN100	Beam	0,07
1149	HE120B	Beam	0,03	1189	HE120B	Beam	0,02	1882	IPE140	Beam	0,05	1922	IPE140	Beam	0,03	2833	IPE140	Beam	0,30	3035	UPN100	Beam	0,05
1150	HE120B	Beam	0,06	1190	HE120B	Beam	0,03	1883	IPE140	Beam	0,05	1923	IPE140	Beam	0,04	2834	IPE140	Beam	0,44	3036	UPN100	Beam	0,07
				1191	HE120B	Beam	0,03	1884	IPE140	Beam	0,05	1924	IPE140	Beam	0,04	2835	IPE140	Beam	0,02	3037	UPN100	Beam	0,03

3038	UPN100	Beam	0,03	5371	HE100B	Column	0,18	5443	HE100B	Column	0,14	5919	HE120B	Beam	0,48	6387	HE100B	Brace	0,12	6516	HE100B	Brace	0,21
3039	UPN100	Beam	0,05	5373	HE100B	Column	0,11	5444	HE100B	Column	0,09	5920	HE120B	Beam	0,49	6388	HE100B	Brace	0,09	6517	HE100B	Brace	0,17
3040	UPN100	Beam	0,03	5375	HE100B	Column	0,08	5445	HE100B	Column	0,06	5921	HE120B	Beam	0,40	6389	HE100B	Brace	0,06	6518	HE100B	Brace	0,15
3041	UPN100	Beam	0,15	5377	HE100B	Column	0,08	5446	HE100B	Column	0,08	5922	HE120B	Beam	0,22	6390	HE100B	Brace	0,10	6519	HE100B	Brace	0,13
3042	UPN100	Beam	0,17	5379	HE100B	Column	0,10	5447	HE100B	Column	0,12	5923	HE120B	Beam	0,12	6391	HE100B	Brace	0,11	6520	HE100B	Brace	0,10
3043	UPN100	Beam	0,03	5381	HE100B	Column	0,21	5448	HE100B	Column	0,15	5924	HE120B	Beam	0,20	6392	HE100B	Brace	0,06	6521	HE100B	Brace	0,07
3044	UPN100	Beam	0,07	5383	HE100B	Column	0,27	5449	HE100B	Column	0,13	5925	HE120B	Beam	0,20	6393	HE100B	Brace	0,03	6522	HE100B	Brace	0,06
3045	UPN100	Beam	0,09	5404	HE100B	Column	0,12	5450	HE100B	Column	0,28	5926	HE120B	Beam	0,12	6394	HE100B	Brace	0,03	6523	HE100B	Brace	0,05
3046	UPN100	Beam	0,08	5405	HE100B	Column	0,11	5451	HE100B	Column	0,28	5927	HE120B	Beam	0,12	6417	HE100B	Brace	0,27	6524	HE100B	Brace	0,12
3047	UPN100	Beam	0,04	5406	HE100B	Column	0,08	5452	HE100B	Column	0,24	5928	HE120B	Beam	0,21	6418	HE100B	Brace	0,24	6525	HE100B	Brace	0,11
3048	UPN100	Beam	0,12	5407	HE100B	Column	0,05	5453	HE100B	Column	0,19	5929	HE120B	Beam	0,37	6419	HE100B	Brace	0,21	6526	HE100B	Brace	0,09
3049	UPN100	Beam	0,03	5408	HE100B	Column	0,03	5454	HE100B	Column	0,16	5930	HE120B	Beam	0,46	6420	HE100B	Brace	0,17	6527	HE100B	Brace	0,06
3050	UPN100	Beam	0,04	5409	HE100B	Column	0,04	5455	HE100B	Column	0,15	5931	HE120B	Beam	0,45	6421	HE100B	Brace	0,13	6528	HE100B	Brace	0,04
3051	UPN100	Beam	0,08	5410	HE100B	Column	0,05	5456	HE100B	Column	0,14	5932	HE120B	Beam	0,33	6422	HE100B	Brace	0,25	6529	HE100B	Brace	0,12
3052	UPN100	Beam	0,01	5411	HE100B	Column	0,08	5457	HE100B	Column	0,18	5933	HE120B	Beam	0,13	6423	HE100B	Brace	0,20	6530	HE100B	Brace	0,11
3207	UPN100	Beam	0,19	5412	HE100B	Column	0,12	5458	HE100B	Column	0,23	5934	HE120B	Beam	0,06	6424	HE100B	Brace	0,18	6531	HE100B	Brace	0,08
3208	UPN100	Beam	0,08	5413	HE100B	Column	0,13	5459	HE100B	Column	0,28	5935	HE120B	Beam	0,17	6425	HE100B	Brace	0,16	6532	HE100B	Brace	0,06
3209	UPN100	Beam	0,13	5414	HE100B	Column	0,20	5460	HE100B	Column	0,26	5936	HE120B	Beam	0,21	6426	HE100B	Brace	0,13	6533	HE100B	Brace	0,03
3210	UPN100	Beam	0,14	5415	HE100B	Column	0,18	5786	HE120B	Beam	0,15	5937	HE120B	Beam	0,16	6427	HE100B	Brace	0,11	6534	HE100B	Brace	0,02
3211	UPN100	Beam	0,12	5416	HE100B	Column	0,15	5787	HE120B	Beam	0,12	5938	HE120B	Beam	0,06	6428	HE100B	Brace	0,08	6535	HE100B	Brace	0,21
3212	UPN100	Beam	0,11	5417	HE100B	Column	0,11	5803	HE120B	Beam	0,07	5939	HE120B	Beam	0,10	6429	HE100B	Brace	0,09	6536	HE100B	Brace	0,22
3213	UPN100	Beam	0,12	5418	HE100B	Column	0,08	5804	HE120B	Beam	0,12	5940	HE120B	Beam	0,32	6430	HE100B	Brace	0,06	6537	HE100B	Brace	0,20
3214	UPN100	Beam	0,09	5419	HE100B	Column	0,06	5805	HE120B	Beam	0,15	5941	HE120B	Beam	0,46	6431	HE100B	Brace	0,05	6538	HE100B	Brace	0,22
3215	UPN100	Beam	0,10	5420	HE100B	Column	0,06	5806	HE120B	Beam	0,06	5942	HE120B	Beam	0,51	6432	HE100B	Brace	0,07	6539	HE100B	Brace	0,22
3216	UPN100	Beam	0,15	5421	HE100B	Column	0,06	5850	HE120B	Beam	0,29	5943	HE120B	Beam	0,44	6495	HE100B	Brace	0,20	6540	HE100B	Brace	0,20
3217	UPN100	Beam	0,09	5422	HE100B	Column	0,07	5851	HE120B	Beam	0,50	5944	HE120B	Beam	0,30	6496	HE100B	Brace	0,19	6541	HE100B	Brace	0,17
3218	UPN100	Beam	0,11	5423	HE100B	Column	0,11	5852	HE120B	Beam	0,62	5945	HE120B	Beam	0,10	6497	HE100B	Brace	0,17	6542	HE100B	Brace	0,14
3219	UPN100	Beam	0,08	5424	HE100B	Column	0,15	5853	HE120B	Beam	0,63	5946	HE120B	Beam	0,12	6498	HE100B	Brace	0,14	6543	HE100B	Brace	0,17
3220	UPN100	Beam	0,11	5425	HE100B	Column	0,19	5854	HE120B	Beam	0,53	5947	HE120B	Beam	0,34	6499	HE100B	Brace	0,11	6544	HE100B	Brace	0,13
3221	UPN100	Beam	0,11	5426	HE100B	Column	0,22	5855	HE120B	Beam	0,36	5948	HE120B	Beam	0,51	6500	HE100B	Brace	0,19	6545	HE100B	Brace	0,08
3222	UPN100	Beam	0,09	5427	HE100B	Column	0,21	5878	HE120B	Beam	0,14	5949	HE120B	Beam	0,44	6501	HE100B	Brace	0,20	6546	HE100B	Brace	0,10
3223	UPN100	Beam	0,12	5428	HE100B	Column	0,22	5879	HE120B	Beam	0,26	5950	HE120B	Beam	0,24	6502	HE100B	Brace	0,18	6547	HE100B	Brace	0,10
3224	UPN100	Beam	0,12	5429	HE100B	Column	0,18	5880	HE120B	Beam	0,45	5951	HE120B	Beam	0,13	6503	HE100B	Brace	0,14	6548	HE100B	Brace	0,12
3225	UPN100	Beam	0,07	5430	HE100B	Column	0,13	5881	HE120B	Beam	0,58	5952	HE120B	Beam	0,23	6504	HE100B	Brace	0,11	6549	HE100B	Brace	0,10
3226	UPN100	Beam	0,11	5431	HE100B	Column	0,09	5882	HE120B	Beam	0,65	5954	HE120B	Beam	0,21	6505	HE100B	Brace	0,07	6550	HE100B	Brace	0,08
3227	UPN100	Beam	0,12	5432	HE100B	Column	0,07	5883	HE120B	Beam	0,58	5955	HE120B	Beam	0,05	6506	HE100B	Brace	0,05	6551	HE100B	Brace	0,13
3228	UPN100	Beam	0,13	5433	HE100B	Column	0,06	5884	HE120B	Beam	0,41	5956	HE120B	Beam	0,13	6507	HE100B	Brace	0,08	6552	HE100B	Brace	0,14
5268	HE100B	Column	0,11	5435	HE100B	Column	0,07	5885	HE120B	Beam	0,15	5957	HE120B	Beam	0,28	6508	HE100B	Brace	0,05	6553	HE100B	Brace	0,13
5269	HE100B	Column	0,08	5436	HE100B	Column	0,09	5912	HE120B	Beam	0,30	5958	HE120B	Beam	0,19	6509	HE100B	Brace	0,04	6554	HE100B	Brace	0,11
5270	HE100B	Column	0,05	5437	HE100B	Column	0,13	5913	HE120B	Beam	0,42	5959	HE120B	Beam	0,06	6510	HE100B	Brace	0,23	6555	HE100B	Brace	0,07
5271	HE100B	Column	0,04	5438	HE100B	Column	0,17	5914	HE120B	Beam	0,48	5960	HE120B	Beam	0,23	6511	HE100B	Brace	0,19	6556	HE100B	Brace	0,06
5272	HE100B	Column	0,05	5439	HE100B	Column	0,21	5915	HE120B	Beam	0,40	5961	HE120B	Beam	0,43	6512	HE100B	Brace	0,16				
5273	HE100B	Column	0,09	5440	HE100B	Column	0,22	5916	HE120B	Beam	0,24	5962	HE120B	Beam	0,51	6513	HE100B	Brace	0,13				
5274	HE100B	Column	0,10	5441	HE100B	Column	0,14	5917	HE120B	Beam	0,21	5963	HE120B	Beam	0,35	6514	HE100B	Brace	0,09				
5369	HE100B	Column	0,25	5442	HE100B	Column	0,16	5918	HE120B	Beam	0,38	5964	HE120B	Beam	0,11	6515	HE100B	Brace	0,05				

2. Resultados obtenidos en la Fase 3 cálculo inicial

Fra me	DesignS ect	DesignTy pe	Ratio	1154	HE100A	Beam	0,05	1199	HE100A	Beam	0,05	1896	IPE120	Beam	0,08	1940	IPE120	Beam	0,07	2855	IPE120	Beam	0,02
Text	Text	Text	Unitle ss	1155	HE100A	Beam	0,03	1200	HE100A	Beam	0,03	1897	IPE120	Beam	0,03	1941	IPE120	Beam	0,09	2856	IPE120	Beam	0,03
988	HE100A	Beam	0,03	1156	HE100A	Beam	0,03	1854	IPE120	Beam	0,04	1898	IPE120	Beam	0,02	1942	IPE120	Beam	0,08	2857	IPE120	Beam	0,02
989	HE100A	Beam	0,03	1157	HE100A	Beam	0,03	1855	IPE120	Beam	0,04	1899	IPE120	Beam	0,02	1943	IPE120	Beam	0,06	2858	IPE120	Beam	0,02
990	HE100A	Beam	0,09	1158	HE100A	Beam	0,04	1856	IPE120	Beam	0,02	1900	IPE120	Beam	0,05	1944	IPE120	Beam	0,05	2859	IPE120	Beam	0,04
1035	HE100A	Beam	0,02	1159	HE100A	Beam	0,03	1857	IPE120	Beam	0,03	1901	IPE120	Beam	0,05	1945	IPE120	Beam	0,05	2860	IPE120	Beam	0,06
1036	HE100A	Beam	0,03	1160	HE100A	Beam	0,03	1858	IPE120	Beam	0,02	1902	IPE120	Beam	0,03	1946	IPE120	Beam	0,04	2861	IPE120	Beam	0,06
1037	HE100A	Beam	0,03	1161	HE100A	Beam	0,04	1859	IPE120	Beam	0,04	1903	IPE120	Beam	0,06	1947	IPE120	Beam	0,07	2862	IPE120	Beam	0,04
1038	HE100A	Beam	0,03	1162	HE100A	Beam	0,07	1860	IPE120	Beam	0,15	1904	IPE120	Beam	0,05	2727	IPE120	Beam	0,11	2863	IPE120	Beam	0,03
1039	HE100A	Beam	0,02	1163	HE100A	Beam	0,04	1861	IPE120	Beam	0,09	1905	IPE120	Beam	0,03	2734	IPE120	Beam	0,09	2864	IPE120	Beam	0,04
1066	HE100A	Beam	0,08	1164	HE100A	Beam	0,16	1862	IPE120	Beam	0,05	1906	IPE120	Beam	0,03	2783	IPE120	Beam	0,17	2865	IPE120	Beam	0,09
1067	HE100A	Beam	0,05	1165	HE100A	Beam	0,09	1863	IPE120	Beam	0,01	1907	IPE120	Beam	0,04	2796	IPE120	Beam	0,11	2866	IPE120	Beam	0,07
1068	HE100A	Beam	0,07	1166	HE100A	Beam	0,03	1864	IPE120	Beam	0,15	1908	IPE120	Beam	0,05	2823	IPE120	Beam	0,04	2867	IPE120	Beam	0,08
1069	HE100A	Beam	0,09	1167	HE100A	Beam	0,03	1865	IPE120	Beam	0,06	1909	IPE120	Beam	0,02	2824	IPE120	Beam	0,07	2868	IPE120	Beam	0,06
1070	HE100A	Beam	0,08	1169	HE100A	Beam	0,08	1866	IPE120	Beam	0,01	1910	IPE120	Beam	0,04	2825	IPE120	Beam	0,07	3031	UPN100	Beam	0,04
1071	HE100A	Beam	0,08	1170	HE100A	Beam	0,02	1867	IPE120	Beam	0,01	1911	IPE120	Beam	0,06	2826	IPE120	Beam	0,07	3032	UPN100	Beam	0,06
1072	HE100A	Beam	0,06	1171	HE100A	Beam	0,19	1868	IPE120	Beam	0,04	1912	IPE120	Beam	0,04	2827	IPE120	Beam	0,13	3033	UPN100	Beam	0,08
1073	HE100A	Beam	0,06	1172	HE100A	Beam	0,03	1869	IPE120	Beam	0,01	1913	IPE120	Beam	0,06	2828	IPE120	Beam	0,06	3034	UPN100	Beam	0,09
1123	HE100A	Beam	0,04	1173	HE100A	Beam	0,05	1870	IPE120	Beam	0,03	1914	IPE120	Beam	0,02	2829	IPE120	Beam	0,10	3035	UPN100	Beam	0,06
1124	HE100A	Beam	0,04	1174	HE100A	Beam	0,03	1871	IPE120	Beam	0,03	1915	IPE120	Beam	0,03	2830	IPE120	Beam	0,04	3036	UPN100	Beam	0,09
1125	HE100A	Beam	0,07	1175	HE100A	Beam	0,03	1872	IPE120	Beam	0,03	1916	IPE120	Beam	0,00	2831	IPE120	Beam	0,04	3037	UPN100	Beam	0,04
1126	HE100A	Beam	0,09	1176	HE100A	Beam	0,10	1873	IPE120	Beam	0,03	1917	IPE120	Beam	0,05	2832	IPE120	Beam	0,04	3038	UPN100	Beam	0,03
1127	HE100A	Beam	0,08	1177	HE100A	Beam	0,05	1874	IPE120	Beam	0,03	1918	IPE120	Beam	0,01	2833	IPE120	Beam	0,03	3039	UPN100	Beam	0,07
1128	HE100A	Beam	0,08	1178	HE100A	Beam	0,08	1875	IPE120	Beam	0,07	1919	IPE120	Beam	0,02	2834	IPE120	Beam	0,03	3040	UPN100	Beam	0,03
1129	HE100A	Beam	0,05	1179	HE100A	Beam	0,10	1876	IPE120	Beam	0,03	1920	IPE120	Beam	0,02	2835	IPE120	Beam	0,02	3041	UPN100	Beam	0,20
1130	HE100A	Beam	0,04	1180	HE100A	Beam	0,06	1877	IPE120	Beam	0,10	1921	IPE120	Beam	0,03	2836	IPE120	Beam	0,06	3042	UPN100	Beam	0,22
1138	HE100A	Beam	0,05	1181	HE100A	Beam	0,04	1878	IPE120	Beam	0,05	1922	IPE120	Beam	0,03	2837	IPE120	Beam	0,05	3043	UPN100	Beam	0,04
1139	HE100A	Beam	0,06	1182	HE100A	Beam	0,03	1879	IPE120	Beam	0,10	1923	IPE120	Beam	0,04	2838	IPE120	Beam	0,02	3044	UPN100	Beam	0,09
1140	HE100A	Beam	0,08	1183	HE100A	Beam	0,05	1880	IPE120	Beam	0,05	1924	IPE120	Beam	0,04	2839	IPE120	Beam	0,05	3045	UPN100	Beam	0,11
1141	HE100A	Beam	0,07	1184	HE100A	Beam	0,07	1881	IPE120	Beam	0,12	1925	IPE120	Beam	0,02	2840	IPE120	Beam	0,03	3046	UPN100	Beam	0,10
1142	HE100A	Beam	0,07	1185	HE100A	Beam	0,07	1882	IPE120	Beam	0,07	1926	IPE120	Beam	0,03	2841	IPE120	Beam	0,04	3047	UPN100	Beam	0,06
1143	HE100A	Beam	0,04	1186	HE100A	Beam	0,07	1883	IPE120	Beam	0,05	1927	IPE120	Beam	0,02	2842	IPE120	Beam	0,06	3048	UPN100	Beam	0,14
1144	HE100A	Beam	0,06	1187	HE100A	Beam	0,06	1884	IPE120	Beam	0,06	1928	IPE120	Beam	0,06	2843	IPE120	Beam	0,01	3049	UPN100	Beam	0,03
1145	HE100A	Beam	0,04	1188	HE100A	Beam	0,04	1885	IPE120	Beam	0,09	1929	IPE120	Beam	0,09	2844	IPE120	Beam	0,00	3050	UPN100	Beam	0,05
1146	HE100A	Beam	0,07	1189	HE100A	Beam	0,02	1886	IPE120	Beam	0,04	1930	IPE120	Beam	0,04	2845	IPE120	Beam	0,03	3051	UPN100	Beam	0,11
1147	HE100A	Beam	0,11	1190	HE100A	Beam	0,04	1887	IPE120	Beam	0,10	1931	IPE120	Beam	0,11	2846	IPE120	Beam	0,03	3052	UPN100	Beam	0,01
1148	HE100A	Beam	0,07	1191	HE100A	Beam	0,03	1888	IPE120	Beam	0,08	1932	IPE120	Beam	0,08	2847	IPE120	Beam	0,02	3207	UPN100	Beam	0,21
1149	HE100A	Beam	0,04	1192	HE100A	Beam	0,03	1889	IPE120	Beam	0,09	1933	IPE120	Beam	0,10	2848	IPE120	Beam	0,02	3208	UPN100	Beam	0,09
1150	HE100A	Beam	0,06	1193	HE100A	Beam	0,02	1890	IPE120	Beam	0,08	1934	IPE120	Beam	0,06	2849	IPE120	Beam	0,03	3209	UPN100	Beam	0,15
1151	HE100A	Beam	0,08	1194	HE100A	Beam	0,03	1891	IPE120	Beam	0,06	1935	IPE120	Beam	0,12	2850	IPE120	Beam	0,06	3210	UPN100	Beam	0,16
1152	HE100A	Beam	0,07	1195	HE100A	Beam	0,06	1892	IPE120	Beam	0,24	1936	IPE120	Beam	0,08	2851	IPE120	Beam	0,06	3211	UPN100	Beam	0,14
1153	HE100A	Beam	0,07	1196	HE100A	Beam	0,08	1893	IPE120	Beam	0,01	1937	IPE120	Beam	0,07	2852	IPE120	Beam	0,07	3212	UPN100	Beam	0,12
				1197	HE100A	Beam	0,07	1894	IPE120	Beam	0,06	1938	IPE120	Beam	0,07	2853	IPE120	Beam	0,05	3213	UPN100	Beam	0,13
				1198	HE100A	Beam	0,07	1895	IPE120	Beam	0,05	1939	IPE120	Beam	0,05	2854	IPE120	Beam	0,05	3214	UPN100	Beam	0,10

3215	UPN100	Beam	0,11	5410	HE100A	Column	0,06	5452	HE100A	Column	0,28	5927	HE100A	Beam	0,18	6392	HE100A	Brace	0,08	6518	HE100A	Brace	0,18
3216	UPN100	Beam	0,16	5411	HE100A	Column	0,09	5453	HE100A	Column	0,23	5928	HE100A	Beam	0,33	6393	HE100A	Brace	0,04	6519	HE100A	Brace	0,15
3217	UPN100	Beam	0,09	5412	HE100A	Column	0,14	5454	HE100A	Column	0,18	5929	HE100A	Beam	0,56	6394	HE100A	Brace	0,04	6520	HE100A	Brace	0,12
3218	UPN100	Beam	0,12	5413	HE100A	Column	0,17	5455	HE100A	Column	0,19	5930	HE100A	Beam	0,71	6417	HE100A	Brace	0,31	6521	HE100A	Brace	0,08
3219	UPN100	Beam	0,10	5414	HE100A	Column	0,23	5456	HE100A	Column	0,16	5931	HE100A	Beam	0,69	6418	HE100A	Brace	0,28	6522	HE100A	Brace	0,08
3220	UPN100	Beam	0,12	5415	HE100A	Column	0,21	5457	HE100A	Column	0,21	5932	HE100A	Beam	0,51	6419	HE100A	Brace	0,24	6523	HE100A	Brace	0,06
3221	UPN100	Beam	0,12	5416	HE100A	Column	0,17	5458	HE100A	Column	0,27	5933	HE100A	Beam	0,20	6420	HE100A	Brace	0,20	6524	HE100A	Brace	0,16
3222	UPN100	Beam	0,11	5417	HE100A	Column	0,13	5459	HE100A	Column	0,33	5934	HE100A	Beam	0,09	6421	HE100A	Brace	0,15	6525	HE100A	Brace	0,13
3223	UPN100	Beam	0,13	5418	HE100A	Column	0,09	5460	HE100A	Column	0,32	5935	HE100A	Beam	0,26	6422	HE100A	Brace	0,29	6526	HE100A	Brace	0,10
3224	UPN100	Beam	0,14	5419	HE100A	Column	0,08	5786	HE100A	Beam	0,24	5936	HE100A	Beam	0,34	6423	HE100A	Brace	0,24	6527	HE100A	Brace	0,07
3225	UPN100	Beam	0,07	5420	HE100A	Column	0,08	5787	HE100A	Beam	0,19	5937	HE100A	Beam	0,26	6424	HE100A	Brace	0,22	6528	HE100A	Brace	0,05
3226	UPN100	Beam	0,13	5421	HE100A	Column	0,08	5803	HE100A	Beam	0,11	5938	HE100A	Beam	0,09	6425	HE100A	Brace	0,19	6529	HE100A	Brace	0,14
3227	UPN100	Beam	0,12	5422	HE100A	Column	0,09	5804	HE100A	Beam	0,19	5939	HE100A	Beam	0,16	6426	HE100A	Brace	0,16	6530	HE100A	Brace	0,13
3228	UPN100	Beam	0,14	5423	HE100A	Column	0,12	5805	HE100A	Beam	0,24	5940	HE100A	Beam	0,49	6427	HE100A	Brace	0,13	6531	HE100A	Brace	0,10
5268	HE100A	Column	0,13	5424	HE100A	Column	0,17	5806	HE100A	Beam	0,09	5941	HE100A	Beam	0,71	6428	HE100A	Brace	0,09	6532	HE100A	Brace	0,07
5269	HE100A	Column	0,10	5425	HE100A	Column	0,22	5850	HE100A	Beam	0,44	5942	HE100A	Beam	0,79	6429	HE100A	Brace	0,11	6533	HE100A	Brace	0,04
5270	HE100A	Column	0,06	5426	HE100A	Column	0,26	5851	HE100A	Beam	0,76	5943	HE100A	Beam	0,68	6430	HE100A	Brace	0,09	6534	HE100A	Brace	0,03
5271	HE100A	Column	0,05	5427	HE100A	Column	0,25	5852	HE100A	Beam	0,99	5944	HE100A	Beam	0,47	6431	HE100A	Brace	0,08	6535	HE100A	Brace	0,23
5272	HE100A	Column	0,06	5428	HE100A	Column	0,25	5853	HE100A	Beam	1,01	5945	HE100A	Beam	0,15	6432	HE100A	Brace	0,10	6536	HE100A	Brace	0,27
5273	HE100A	Column	0,12	5429	HE100A	Column	0,20	5854	HE100A	Beam	0,80	5946	HE100A	Beam	0,17	6495	HE100A	Brace	0,24	6537	HE100A	Brace	0,24
5274	HE100A	Column	0,13	5430	HE100A	Column	0,15	5855	HE100A	Beam	0,55	5947	HE100A	Beam	0,52	6496	HE100A	Brace	0,23	6538	HE100A	Brace	0,25
5369	HE100A	Column	0,29	5431	HE100A	Column	0,10	5878	HE100A	Beam	0,21	5948	HE100A	Beam	0,77	6497	HE100A	Brace	0,20	6539	HE100A	Brace	0,26
5370	HE100A	Column	0,25	5432	HE100A	Column	0,09	5881	HE100A	Beam	0,89	5949	HE100A	Beam	0,67	6498	HE100A	Brace	0,17	6540	HE100A	Brace	0,23
5371	HE100A	Column	0,21	5433	HE100A	Column	0,09	5882	HE100A	Beam	5,71	5950	HE100A	Beam	0,36	6499	HE100A	Brace	0,13	6541	HE100A	Brace	0,20
5372	HE100A	Column	0,16	5434	HE100A	Column	0,09	5883	HE100A	Beam	0,87	5951	HE100A	Beam	0,19	6500	HE100A	Brace	0,22	6542	HE100A	Brace	0,17
5373	HE100A	Column	0,12	5435	HE100A	Column	0,09	5884	HE100A	Beam	0,62	5952	HE100A	Beam	0,35	6501	HE100A	Brace	0,24	6543	HE100A	Brace	0,20
5374	HE100A	Column	0,11	5436	HE100A	Column	0,10	5885	HE100A	Beam	0,23	5954	HE100A	Beam	0,31	6502	HE100A	Brace	0,21	6544	HE100A	Brace	0,16
5375	HE100A	Column	0,12	5437	HE100A	Column	0,15	5912	HE100A	Beam	0,46	5955	HE100A	Beam	0,05	6503	HE100A	Brace	0,17	6545	HE100A	Brace	0,11
5376	HE100A	Column	0,11	5438	HE100A	Column	0,19	5913	HE100A	Beam	0,65	5956	HE100A	Beam	0,19	6504	HE100A	Brace	0,13	6546	HE100A	Brace	0,12
5377	HE100A	Column	0,11	5439	HE100A	Column	0,24	5914	HE100A	Beam	0,73	5957	HE100A	Beam	0,42	6505	HE100A	Brace	0,09	6547	HE100A	Brace	0,11
5378	HE100A	Column	0,12	5440	HE100A	Column	0,27	5915	HE100A	Beam	0,61	5958	HE100A	Beam	0,28	6506	HE100A	Brace	0,08	6548	HE100A	Brace	0,15
5379	HE100A	Column	0,13	5441	HE100A	Column	0,16	5916	HE100A	Beam	0,37	5959	HE100A	Beam	0,08	6507	HE100A	Brace	0,10	6549	HE100A	Brace	0,12
5380	HE100A	Column	0,17	5442	HE100A	Column	0,19	5917	HE100A	Beam	0,32	5960	HE100A	Beam	0,36	6508	HE100A	Brace	0,07	6550	HE100A	Brace	0,10
5381	HE100A	Column	0,23	5443	HE100A	Column	0,17	5918	HE100A	Beam	0,59	5961	HE100A	Beam	0,66	6509	HE100A	Brace	0,06	6551	HE100A	Brace	0,18
5382	HE100A	Column	0,30	5444	HE100A	Column	0,12	5919	HE100A	Beam	0,75	5962	HE100A	Beam	0,78	6510	HE100A	Brace	0,27	6552	HE100A	Brace	0,17
5383	HE100A	Column	0,32	5445	HE100A	Column	0,08	5920	HE100A	Beam	0,77	5963	HE100A	Beam	0,53	6511	HE100A	Brace	0,23	6553	HE100A	Brace	0,15
5404	HE100A	Column	0,16	5446	HE100A	Column	0,09	5921	HE100A	Beam	0,61	5964	HE100A	Beam	0,17	6512	HE100A	Brace	0,19	6554	HE100A	Brace	0,14
5405	HE100A	Column	0,13	5447	HE100A	Column	0,14	5922	HE100A	Beam	0,34	6387	HE100A	Brace	0,15	6513	HE100A	Brace	0,15	6555	HE100A	Brace	0,09
5406	HE100A	Column	0,10	5448	HE100A	Column	0,17	5923	HE100A	Beam	0,19	6388	HE100A	Brace	0,11	6514	HE100A	Brace	0,11	6556	HE100A	Brace	0,08
5407	HE100A	Column	0,06	5449	HE100A	Column	0,16	5924	HE100A	Beam	0,31	6389	HE100A	Brace	0,07	6515	HE100A	Brace	0,07				
5408	HE100A	Column	0,04	5450	HE100A	Column	0,34	5925	HE100A	Beam	0,31	6390	HE100A	Brace	0,12	6516	HE100A	Brace	0,24				
5409	HE100A	Column	0,06	5451	HE100A	Column	0,34	5926	HE100A	Beam	0,19	6391	HE100A	Brace	0,14	6517	HE100A	Brace	0,20				

3. Resultados obtenidos en la Fase 3 cálculo final

Frame	DesignS ect	DesignT ype	Ratio																				
Text	Text	Text	Unitless																				
988	HE100A	Beam	0,03	1155	HE100A	Beam	0,03	1200	HE100A	Beam	0,03	1897	IPE120	Beam	0,03	1941	IPE120	Beam	0,09	2856	IPE120	Beam	0,03
989	HE100A	Beam	0,03	1156	HE100A	Beam	0,03	1854	IPE120	Beam	0,03	1898	IPE120	Beam	0,02	1942	IPE120	Beam	0,08	2857	IPE120	Beam	0,02
990	HE100A	Beam	0,09	1157	HE100A	Beam	0,03	1855	IPE120	Beam	0,04	1899	IPE120	Beam	0,02	1943	IPE120	Beam	0,06	2858	IPE120	Beam	0,02
1035	HE100A	Beam	0,02	1158	HE100A	Beam	0,04	1856	IPE120	Beam	0,02	1900	IPE120	Beam	0,05	1944	IPE120	Beam	0,05	2859	IPE120	Beam	0,04
1036	HE100A	Beam	0,03	1159	HE100A	Beam	0,03	1857	IPE120	Beam	0,04	1901	IPE120	Beam	0,05	1945	IPE120	Beam	0,05	2860	IPE120	Beam	0,06
1037	HE100A	Beam	0,03	1160	HE100A	Beam	0,03	1858	IPE120	Beam	0,03	1902	IPE120	Beam	0,03	1946	IPE120	Beam	0,04	2861	IPE120	Beam	0,06
1038	HE100A	Beam	0,03	1161	HE100A	Beam	0,04	1859	IPE120	Beam	0,04	1903	IPE120	Beam	0,06	1947	IPE120	Beam	0,07	2862	IPE120	Beam	0,04
1039	HE100A	Beam	0,02	1162	HE100A	Beam	0,07	1860	IPE120	Beam	0,15	1904	IPE120	Beam	0,05	2727	IPE120	Beam	0,11	2863	IPE120	Beam	0,02
1066	HE100A	Beam	0,08	1163	HE100A	Beam	0,04	1861	IPE120	Beam	0,09	1905	IPE120	Beam	0,03	2734	IPE120	Beam	0,09	2864	IPE120	Beam	0,04
1067	HE100A	Beam	0,05	1164	HE100A	Beam	0,16	1862	IPE120	Beam	0,05	1906	IPE120	Beam	0,02	2783	IPE120	Beam	0,17	2865	IPE120	Beam	0,09
1068	HE100A	Beam	0,08	1165	HE100A	Beam	0,09	1863	IPE120	Beam	0,01	1907	IPE120	Beam	0,04	2796	IPE120	Beam	0,11	2866	IPE120	Beam	0,07
1069	HE100A	Beam	0,08	1166	HE100A	Beam	0,03	1864	IPE120	Beam	0,15	1908	IPE120	Beam	0,05	2823	IPE120	Beam	0,04	2867	IPE120	Beam	0,08
1070	HE100A	Beam	0,07	1167	HE100A	Beam	0,03	1865	IPE120	Beam	0,06	1909	IPE120	Beam	0,03	2824	IPE120	Beam	0,07	2868	IPE120	Beam	0,06
1071	HE100A	Beam	0,08	1169	HE100A	Beam	0,08	1866	IPE120	Beam	0,01	1910	IPE120	Beam	0,04	2825	IPE120	Beam	0,07	3031	UPN100	Beam	0,04
1072	HE100A	Beam	0,06	1170	HE100A	Beam	0,02	1867	IPE120	Beam	0,01	1911	IPE120	Beam	0,06	2826	IPE120	Beam	0,07	3032	UPN100	Beam	0,06
1073	HE100A	Beam	0,06	1171	HE100A	Beam	0,19	1868	IPE120	Beam	0,04	1912	IPE120	Beam	0,04	2827	IPE120	Beam	0,13	3033	UPN100	Beam	0,08
1123	HE100A	Beam	0,04	1172	HE100A	Beam	0,03	1869	IPE120	Beam	0,01	1913	IPE120	Beam	0,05	2828	IPE120	Beam	0,06	3034	UPN100	Beam	0,09
1124	HE100A	Beam	0,04	1173	HE100A	Beam	0,05	1870	IPE120	Beam	0,03	1914	IPE120	Beam	0,02	2829	IPE120	Beam	0,10	3035	UPN100	Beam	0,06
1125	HE100A	Beam	0,07	1174	HE100A	Beam	0,03	1871	IPE120	Beam	0,04	1915	IPE120	Beam	0,03	2830	IPE120	Beam	0,04	3036	UPN100	Beam	0,09
1126	HE100A	Beam	0,08	1175	HE100A	Beam	0,03	1872	IPE120	Beam	0,03	1916	IPE120	Beam	0,00	2831	IPE120	Beam	0,04	3037	UPN100	Beam	0,04
1127	HE100A	Beam	0,07	1176	HE100A	Beam	0,10	1873	IPE120	Beam	0,03	1917	IPE120	Beam	0,05	2832	IPE120	Beam	0,04	3038	UPN100	Beam	0,03
1128	HE100A	Beam	0,08	1177	HE100A	Beam	0,05	1874	IPE120	Beam	0,02	1918	IPE120	Beam	0,01	2833	IPE120	Beam	0,03	3039	UPN100	Beam	0,07
1129	HE100A	Beam	0,05	1178	HE100A	Beam	0,08	1875	IPE120	Beam	0,07	1919	IPE120	Beam	0,02	2834	IPE120	Beam	0,03	3040	UPN100	Beam	0,03
1130	HE100A	Beam	0,04	1179	HE100A	Beam	0,10	1876	IPE120	Beam	0,03	1920	IPE120	Beam	0,02	2835	IPE120	Beam	0,02	3041	UPN100	Beam	0,20
1138	HE100A	Beam	0,04	1180	HE100A	Beam	0,06	1877	IPE120	Beam	0,10	1921	IPE120	Beam	0,03	2836	IPE120	Beam	0,06	3042	UPN100	Beam	0,22
1139	HE100A	Beam	0,06	1181	HE100A	Beam	0,04	1878	IPE120	Beam	0,04	1922	IPE120	Beam	0,03	2837	IPE120	Beam	0,05	3043	UPN100	Beam	0,04
1140	HE100A	Beam	0,07	1182	HE100A	Beam	0,03	1879	IPE120	Beam	0,10	1923	IPE120	Beam	0,04	2838	IPE120	Beam	0,02	3044	UPN100	Beam	0,09
1141	HE100A	Beam	0,07	1183	HE100A	Beam	0,05	1880	IPE120	Beam	0,05	1924	IPE120	Beam	0,04	2839	IPE120	Beam	0,05	3045	UPN100	Beam	0,11
1142	HE100A	Beam	0,07	1184	HE100A	Beam	0,07	1881	IPE120	Beam	0,12	1925	IPE120	Beam	0,02	2840	IPE120	Beam	0,03	3046	UPN100	Beam	0,10
1143	HE100A	Beam	0,04	1185	HE100A	Beam	0,07	1882	IPE120	Beam	0,05	1926	IPE120	Beam	0,03	2841	IPE120	Beam	0,04	3047	UPN100	Beam	0,06
1144	HE100A	Beam	0,06	1186	HE100A	Beam	0,07	1883	IPE120	Beam	0,05	1927	IPE120	Beam	0,02	2842	IPE120	Beam	0,06	3048	UPN100	Beam	0,14
1145	HE100A	Beam	0,04	1187	HE100A	Beam	0,06	1884	IPE120	Beam	0,06	1928	IPE120	Beam	0,06	2843	IPE120	Beam	0,01	3049	UPN100	Beam	0,03
1146	HE100A	Beam	0,07	1188	HE100A	Beam	0,04	1885	IPE120	Beam	0,09	1929	IPE120	Beam	0,09	2844	IPE120	Beam	0,00	3050	UPN100	Beam	0,05
1147	HE100A	Beam	0,11	1189	HE100A	Beam	0,02	1886	IPE120	Beam	0,04	1930	IPE120	Beam	0,04	2845	IPE120	Beam	0,03	3051	UPN100	Beam	0,11
1148	HE100A	Beam	0,07	1190	HE100A	Beam	0,04	1887	IPE120	Beam	0,10	1931	IPE120	Beam	0,11	2846	IPE120	Beam	0,03	3052	UPN100	Beam	0,01
1149	HE100A	Beam	0,04	1191	HE100A	Beam	0,03	1888	IPE120	Beam	0,08	1932	IPE120	Beam	0,08	2847	IPE120	Beam	0,02	3207	UPN100	Beam	0,22
1150	HE100A	Beam	0,06	1192	HE100A	Beam	0,03	1889	IPE120	Beam	0,09	1933	IPE120	Beam	0,10	2848	IPE120	Beam	0,03	3208	UPN100	Beam	0,09
1151	HE100A	Beam	0,08	1193	HE100A	Beam	0,02	1890	IPE120	Beam	0,07	1934	IPE120	Beam	0,06	2849	IPE120	Beam	0,03	3209	UPN100	Beam	0,15
1152	HE100A	Beam	0,07	1194	HE100A	Beam	0,03	1891	IPE120	Beam	0,06	1935	IPE120	Beam	0,12	2850	IPE120	Beam	0,06	3210	UPN100	Beam	0,16
1153	HE100A	Beam	0,07	1195	HE100A	Beam	0,06	1892	IPE120	Beam	0,24	1936	IPE120	Beam	0,08	2851	IPE120	Beam	0,06	3211	UPN100	Beam	0,14
1154	HE100A	Beam	0,05	1196	HE100A	Beam	0,08	1893	IPE120	Beam	0,01	1937	IPE120	Beam	0,07	2852	IPE120	Beam	0,07	3212	UPN100	Beam	0,12
				1197	HE100A	Beam	0,06	1894	IPE120	Beam	0,05	1938	IPE120	Beam	0,07	2853	IPE120	Beam	0,05	3213	UPN100	Beam	0,13
				1198	HE100A	Beam	0,07	1895	IPE120	Beam	0,06	1939	IPE120	Beam	0,06	2854	IPE120	Beam	0,05	3214	UPN100	Beam	0,10
				1199	HE100A	Beam	0,05	1896	IPE120	Beam	0,08	1940	IPE120	Beam	0,07	2855	IPE120	Beam	0,02	3215	UPN100	Beam	0,11

3216	UPN100	Beam	0,16	5417	HE100A	Column	0,12	5460	HE100A	Column	0,30	5932	HE100A	Beam	0,50	6418	HE100A	Brace	0,29	6521	HE100A	Brace	0,08
3217	UPN100	Beam	0,09	5418	HE100A	Column	0,09	5786	HE100A	Beam	0,24	5933	HE100A	Beam	0,20	6419	HE100A	Brace	0,25	6522	HE100A	Brace	0,08
3218	UPN100	Beam	0,12	5419	HE100A	Column	0,08	5787	HE100A	Beam	0,19	5934	HE100A	Beam	0,09	6420	HE100A	Brace	0,21	6523	HE100A	Brace	0,06
3219	UPN100	Beam	0,10	5420	HE100A	Column	0,08	5803	HE100A	Beam	0,11	5935	HE100A	Beam	0,26	6421	HE100A	Brace	0,16	6524	HE100A	Brace	0,16
3220	UPN100	Beam	0,12	5421	HE100A	Column	0,08	5804	HE100A	Beam	0,19	5936	HE100A	Beam	0,34	6422	HE100A	Brace	0,29	6525	HE100A	Brace	0,13
3221	UPN100	Beam	0,12	5422	HE100A	Column	0,09	5805	HE100A	Beam	0,24	5937	HE100A	Beam	0,26	6423	HE100A	Brace	0,24	6526	HE100A	Brace	0,10
3222	UPN100	Beam	0,11	5423	HE100A	Column	0,12	5806	HE100A	Beam	0,09	5938	HE100A	Beam	0,09	6424	HE100A	Brace	0,22	6527	HE100A	Brace	0,07
3223	UPN100	Beam	0,13	5424	HE100A	Column	0,17	5850	HE100A	Beam	0,45	5939	HE100A	Beam	0,16	6425	HE100A	Brace	0,19	6528	HE100A	Brace	0,05
3224	UPN100	Beam	0,14	5425	HE100A	Column	0,22	5851	HE100A	Beam	0,78	5940	HE100A	Beam	0,48	6426	HE100A	Brace	0,16	6529	HE100A	Brace	0,14
3225	UPN100	Beam	0,07	5426	HE100A	Column	0,26	5852	HE120A	Beam	0,82	5941	HE100A	Beam	0,70	6427	HE100A	Brace	0,13	6530	HE100A	Brace	0,13
3226	UPN100	Beam	0,13	5427	HE100A	Column	0,24	5853	HE120A	Beam	0,83	5942	HE100A	Beam	0,78	6428	HE100A	Brace	0,11	6531	HE100A	Brace	0,10
3227	UPN100	Beam	0,12	5428	HE100A	Column	0,25	5854	HE100A	Beam	0,82	5943	HE100A	Beam	0,67	6429	HE100A	Brace	0,12	6532	HE100A	Brace	0,07
3228	UPN100	Beam	0,14	5429	HE100A	Column	0,20	5855	HE100A	Beam	0,56	5944	HE100A	Beam	0,46	6430	HE100A	Brace	0,08	6533	HE100A	Brace	0,04
5268	HE100A	Column	0,13	5430	HE100A	Column	0,14	5878	HE100A	Beam	0,22	5945	HE100A	Beam	0,15	6431	HE100A	Brace	0,07	6534	HE100A	Brace	0,03
5269	HE100A	Column	0,10	5431	HE100A	Column	0,10	5879	HE100A	Beam	0,40	5946	HE100A	Beam	0,17	6432	HE100A	Brace	0,09	6535	HE100A	Brace	0,23
5270	HE100A	Column	0,06	5432	HE100A	Column	0,09	5880	HE100A	Beam	0,70	5947	HE100A	Beam	0,51	6495	HE100A	Brace	0,24	6536	HE100A	Brace	0,27
5271	HE100A	Column	0,05	5433	HE100A	Column	0,08	5881	HE100A	Beam	0,91	5948	HE100A	Beam	0,77	6496	HE100A	Brace	0,23	6537	HE100A	Brace	0,23
5272	HE100A	Column	0,06	5435	HE100A	Column	0,09	5882	HE120A	Beam	0,86	5949	HE100A	Beam	0,66	6497	HE100A	Brace	0,20	6538	HE100A	Brace	0,25
5273	HE100A	Column	0,12	5436	HE100A	Column	0,10	5883	HE100A	Beam	0,90	5950	HE100A	Beam	0,36	6498	HE100A	Brace	0,16	6539	HE100A	Brace	0,26
5274	HE100A	Column	0,12	5437	HE100A	Column	0,14	5884	HE100A	Beam	0,63	5951	HE100A	Beam	0,19	6499	HE100A	Brace	0,13	6540	HE100A	Brace	0,23
5369	HE100A	Column	0,29	5438	HE100A	Column	0,19	5885	HE100A	Beam	0,23	5952	HE100A	Beam	0,36	6500	HE100A	Brace	0,22	6541	HE100A	Brace	0,20
5371	HE100A	Column	0,21	5439	HE100A	Column	0,24	5912	HE100A	Beam	0,45	5954	HE100A	Beam	0,31	6501	HE100A	Brace	0,24	6542	HE100A	Brace	0,17
5373	HE100A	Column	0,12	5440	HE100A	Column	0,26	5913	HE100A	Beam	0,65	5955	HE100A	Beam	0,05	6502	HE100A	Brace	0,21	6543	HE100A	Brace	0,20
5375	HE100A	Column	0,11	5441	HE100A	Column	0,16	5914	HE100A	Beam	0,73	5956	HE100A	Beam	0,19	6503	HE100A	Brace	0,17	6544	HE100A	Brace	0,16
5377	HE100A	Column	0,10	5442	HE100A	Column	0,19	5915	HE100A	Beam	0,61	5957	HE100A	Beam	0,42	6504	HE100A	Brace	0,13	6545	HE100A	Brace	0,10
5379	HE100A	Column	0,13	5443	HE100A	Column	0,16	5916	HE100A	Beam	0,37	5958	HE100A	Beam	0,28	6505	HE100A	Brace	0,09	6546	HE100A	Brace	0,12
5381	HE100A	Column	0,23	5444	HE100A	Column	0,11	5917	HE100A	Beam	0,32	5959	HE100A	Beam	0,08	6506	HE100A	Brace	0,08	6547	HE100A	Brace	0,11
5383	HE100A	Column	0,32	5445	HE100A	Column	0,08	5918	HE100A	Beam	0,58	5960	HE100A	Beam	0,35	6507	HE100A	Brace	0,09	6548	HE100A	Brace	0,15
5404	HE100A	Column	0,15	5446	HE100A	Column	0,09	5919	HE100A	Beam	0,74	5961	HE100A	Beam	0,65	6508	HE100A	Brace	0,07	6549	HE100A	Brace	0,12
5405	HE100A	Column	0,13	5447	HE100A	Column	0,13	5920	HE100A	Beam	0,75	5962	HE100A	Beam	0,78	6509	HE100A	Brace	0,06	6550	HE100A	Brace	0,10
5406	HE100A	Column	0,09	5448	HE100A	Column	0,16	5921	HE100A	Beam	0,60	5963	HE100A	Beam	0,52	6510	HE100A	Brace	0,27	6551	HE100A	Brace	0,18
5407	HE100A	Column	0,06	5449	HE100A	Column	0,15	5922	HE100A	Beam	0,33	5964	HE100A	Beam	0,16	6511	HE100A	Brace	0,23	6552	HE100A	Brace	0,17
5408	HE100A	Column	0,04	5450	HE100A	Column	0,32	5923	HE100A	Beam	0,19	6387	HE100A	Brace	0,15	6512	HE100A	Brace	0,19	6553	HE100A	Brace	0,16
5409	HE100A	Column	0,05	5451	HE100A	Column	0,32	5924	HE100A	Beam	0,31	6388	HE100A	Brace	0,11	6513	HE100A	Brace	0,15	6554	HE100A	Brace	0,14
5410	HE100A	Column	0,05	5452	HE100A	Column	0,27	5925	HE100A	Beam	0,31	6389	HE100A	Brace	0,07	6514	HE100A	Brace	0,11	6555	HE100A	Brace	0,09
5411	HE100A	Column	0,09	5453	HE100A	Column	0,21	5926	HE100A	Beam	0,19	6390	HE100A	Brace	0,12	6515	HE100A	Brace	0,07	6556	HE100A	Brace	0,08
5412	HE100A	Column	0,14	5454	HE100A	Column	0,17	5927	HE100A	Beam	0,18	6391	HE100A	Brace	0,14	6516	HE100A	Brace	0,24				
5413	HE100A	Column	0,17	5455	HE100A	Column	0,18	5928	HE100A	Beam	0,33	6392	HE100A	Brace	0,08	6517	HE100A	Brace	0,20				
5414	HE100A	Column	0,23	5456	HE100A	Column	0,15	5929	HE100A	Beam	0,56	6393	HE100A	Brace	0,04	6518	HE100A	Brace	0,18				
5415	HE100A	Column	0,20	5457	HE100A	Column	0,20	5930	HE100A	Beam	0,70	6394	HE100A	Brace	0,04	6519	HE100A	Brace	0,15				
5416	HE100A	Column	0,16	5458	HE100A	Column	0,26	5931	HE100A	Beam	0,69	6417	HE100A	Brace	0,32	6520	HE100A	Brace	0,12				