



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



# UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,  
Canales y Puertos

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de  
mampostería de fachada durante un terremoto y su  
aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís  
Francisco Esplá en la ciudad de Alicante.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Ruiz Miguel, Álvaro

Tutor/a: Pallarés Rubio, Luis

Cotutor/a: Pallarés Rubio, Francisco Javier

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022



## RESUMEN

Es una práctica extendida en el diseño de obras de edificación el empleo en los pórticos de marcos de hormigón armado con tabiquería de obra de fábrica. Estos últimos elementos no se tienen en cuenta, habitualmente, a la hora de la modelización y los cálculos de la estructura. Se consideran, por tanto, que son elementos no estructurales, cuando frente a acciones de características dinámicas, como pueden ser los eventos sísmicos, la colaboración entre el marco-obra de fábrica puede representar una parte de la resistencia a dichas acciones que no es despreciable.

En el presente trabajo se plantea una forma no convencional de aislar la tabiquería respecto del marco de hormigón, de manera que contribuya a la resistencia de las acciones dinámicas de la estructura basado en ensayos experimentales previos. Del estudio del edificio y los resultados de los ensayos experimentales previos se aplicará para la comprobación de la situación accidental sísmica de un edificio residencial de 10 plantas y 1 sótano en Playa de San Juan en Alicante, mediante su modelado.

Se propone la realización de un modelo por cada situación de la tabiquería/cerramientos, es decir, el primero sin modelizar la tabiquería, el segundo con tabiquería de ladrillo convencional y el tercero con tabiquería de ladrillo tradicional y dispositivos aisladores. De los datos recabados de los 3 modelos se analizan las diferencias entre ellos.

**Palabras clave:** interacción estructura-cerramiento ; cerramiento ; obra de fábrica ; tabiquería ; eventos sísmicos ; dispositivos aisladores ; SISBRICK

## ABSTRACT

It is a widespread practice in the design of building works to use reinforced concrete frames with masonry partition walls in the frames. The latter elements are not usually taken into account when modeling and designing the structure. They are considered, therefore, as non-structural elements, when in the face of dynamic actions, such as seismic events, the collaboration between the frame and masonry can represent a part of the resistance to such actions that is not negligible.

In the present work, an unconventional way of isolating the partition wall with respect to the concrete frame is proposed, so that it contributes to the resistance to the dynamic actions of the structure based on previous experimental tests. From the study of the building and the results of the previous experimental tests will be applied to the verification of the seismic accidental situation of a residential building of 10 floors and 1 basement in Playa de San Juan in Alicante, by means of its modeling.

It is proposed the realization of a model for each situation of the partition walls/enclosures, that is to say, the first one without modeling the partition walls, the second one with conventional brick partition walls and the third one with traditional brick partition walls and isolating devices. From the data collected from the 3 models, the differences between them are analyzed.

**Key words:** interaction structure-enclosure ; enclosure ; masonry ; partition walls ; seismic events ; isolation devices ; SISBRICK

## **AGRADECIMIENTOS**

Este trabajo fin de máster representa la culminación de un viaje de años de dedicación y esfuerzo destinados a mi formación universitaria, un viaje duro y exigente que por fortuna he vivido acompañado de personas que han logrado hacer de este una aventura que recordaré con cariño.

En primer lugar, agradecer a mis tutores, los profesores Luis Pallarés Rubio y Francisco Javier Pallarés Rubio, tanto la oferta del tema para realizar el trabajo de fin de máster, como por su entrega y ayuda, las cuales han sido indispensables.

Por otra parte, me gustaría dar las gracias a D. Francisco Martínez González, D. Antonio Ródenas Chacón y D. Iván Merino Villacorta por haberme cedido el proyecto constructivo del edificio que se ha empleado en este trabajo.

A mi familia, por haber estado y estar siempre ahí para apoyarme en todo momento, ayudándome a ser mejor persona y profesional.

A mis amigos en Alicante, especialmente a Bernardo, María, Sarah, Martín, Gemma, Borja, Alejandro, Francisco Javier, Andrea y Javier, por acompañarme durante tantos años, animándome y ayudándome a seguir adelante en todo momento

Y, por último, a mis amigos del máster, en especial a Emilio, José Manuel, Kilian, Efrén, Adrián, Iván, María, Camila y Aitor, sin los cuales, echando la vista atrás, no soy capaz de concebir estos dos últimos años de la aventura en Valencia.



# Índice de documentos del Trabajo de Fin de Máster

Resumen

Abstract

Agradecimientos

Memoria

Índice de tablas

Índice de figuras

Capítulo 1: Introducción

Capítulo 2: Estado del arte

Capítulo 3: Concepción del modelo

Capítulo 4: Resultados del análisis modal

Capítulo 5: Comprobaciones de Estado Límite Último

Capítulo 6: Comprobaciones de Estado Límite de Servicio

Capítulo 7: Conclusiones

Capítulo 8: Bibliografía

Anejos

Anejo I: Cálculo de la rigidez de la biela equivalente de los cerramientos

Anejo II: Resultados completos del análisis modal

Anejo III: Máximos esfuerzos en los pilares de los diferentes modelos y comparación entre ellos

Anejo IV: Planos





## TRABAJO DE FIN DE MÁSTER

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero  
Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

# MEMORIA

Ruiz Miguel, Álvaro

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos



# Índice

Índice de tablas .....	xi
Índice de figuras .....	xv
1 Introducción .....	1
2 Estado del arte .....	7
2.1 Elemento de fachada: cerramiento de ladrillo .....	7
2.2 Elementos de cimentación: grupos de pilotes .....	10
2.3 Elementos de cimentación: muro de cimentación y viga bajo muro .....	10
3 Concepción del modelo .....	13
3.1 Descripción del edificio .....	13
3.2 Normativa de aplicación .....	16
3.2.1 Normativa empleada en el proyecto del edificio .....	16
3.2.2 Normativa vigente .....	16
3.3 Características de los materiales .....	17
3.3.1 Hormigón estructural .....	17
3.3.2 Armado pasivo para el hormigón estructural .....	18
3.3.3 Elementos principales de fábrica .....	18
3.4 Acciones .....	18
3.4.1 Normativa .....	18
3.4.2 Acciones permanentes .....	19
3.4.3 Acciones variables .....	20
3.4.4 Acciones accidentales .....	20
3.5 Combinaciones de acciones .....	30
3.5.1 Coeficientes parciales de seguridad .....	31
3.5.2 Coeficientes de simultaneidad .....	32
3.5.3 Combinación de acciones .....	33
3.6 Definición y modelización de los elementos del modelo .....	33
3.6.1 Descripción .....	33
3.6.2 Definición de materiales .....	35
3.6.3 Definición de secciones .....	35
3.6.4 Modelización de la interacción suelo-estructura .....	38
3.6.5 Modelización de la fachada .....	52
3.7 Estados de carga .....	54
3.7.1 Definición de cargas .....	54
3.7.2 Definición de casos de carga .....	55
3.7.3 Definición de combinaciones de Estado Límite Último .....	56
3.7.4 Definición de combinaciones de Estado Límite de Servicio .....	56

4	Resultados del análisis modal .....	59
4.1	Descripción de los diferentes modelos .....	59
4.2	Masas modales efectivas .....	61
4.3	Localización de los principales modos en el espectro de respuesta .....	63
4.4	Validación de la cimentación .....	64
4.5	Conclusiones del análisis modal.....	65
5	Comprobaciones de Estado Límite Último .....	67
5.1	Esfuerzos de ELU.....	67
5.2	Procedimiento de las comprobaciones de ELU.....	71
5.2.1	Comprobaciones frente los efectos de segundo orden .....	71
5.2.2	Comprobaciones frente sollicitaciones normales de ELU.....	76
5.2.3	Comprobaciones frente sollicitaciones tangenciales de ELU.....	81
5.3	Resultados de las comprobaciones de ELU.....	82
5.3.1	Resultados de los efectos de segundo orden.....	82
5.3.2	Resultados de las comprobaciones frente sollicitaciones normales de ELU	83
5.3.3	Resultados de las comprobaciones frente sollicitaciones tangenciales de ELU	84
5.4	Conclusiones de las comprobaciones de ELU.....	85
5.5	Propuestas para cumplir las comprobaciones de ELU .....	88
6	Comprobaciones de Estado Límite Servicio .....	91
6.1	Procedimiento de las comprobaciones de ELS .....	91
6.2	Resultados de las comprobaciones de ELS .....	93
6.3	Conclusiones de las comprobaciones de ELS .....	98
7	Conclusiones .....	99
8	Bibliografía .....	101

## Índice de tablas

Tabla 3-1: Valores de la carga muerta en función de la planta.....	19
Tabla 3-2: Valores de la sobrecarga de uso en función de la planta.....	20
Tabla 3-3: Áreas de forjados y masas que intervienen en el análisis modal.....	27
Tabla 3-4: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 1.....	27
Tabla 3-5: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 2.....	28
Tabla 3-6: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 3.....	28
Tabla 3-7: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 4.....	29
Tabla 3-8: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 5.....	29
Tabla 3-9: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 6.....	30
Tabla 3-10: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 7.....	30
Tabla 3-11: Coeficientes parciales de seguridad para materiales para la comprobación de los Estados Límite Últimos (UNE-EN 1992-1-1).....	31
Tabla 3-12: Coeficientes parciales de seguridad de las acciones para la comprobación de Estados Límite Últimos en situaciones permanentes y transitorias (UNE-EN 1990:2019)..	31
Tabla 3-13: Coeficientes parciales de seguridad de las acciones para la comprobación de Estados Límite Últimos en situaciones accidentales y sísmicas (UNE-EN 1990:2019).....	32
Tabla 3-14: Coeficientes de simultaneidad, $\Psi$ (UNE-EN 1990:2019).....	32
Tabla 3-15: Materiales empleados y sus características.....	35
Tabla 3-16: Uso de los materiales en el modelo.....	35
Tabla 3-17: Secciones de pilares. Dimensiones en cm.....	35
Tabla 3-18: Secciones de las pantallas y sus características.....	36
Tabla 3-19: Rigideces de los enlaces de obra de fábrica convencional.....	36
Tabla 3-20: Rigideces de los enlaces de obra de fábrica con elementos aisladores.....	36
Tabla 3-21: Secciones de los forjados y sus características.....	37
Tabla 3-22: Secciones de los muros y sus características.....	37
Tabla 3-23: Secciones de vigas bajo muro y sus características. Dimensiones en cm.....	37
Tabla 3-24: Secciones de escalera y sus características.....	38
Tabla 3-25: Valores de la resistencia al fuste unitaria en el punto medio de cada estrato....	39
Tabla 3-26: Valores de la rigidez vertical y los parámetros de los que depende para cada tipo de pilote.....	40

Tabla 3-27: Valores de la resistencia al corte sin drenaje en el punto medio de cada estrato. ....	41
Tabla 3-28: Valores de la longitud de empotramiento equivalente y los parámetros de los que depende para cada tipo de pilote. ....	41
Tabla 3-29: Valores de la rigidez horizontal y los parámetros de los que depende para cada tipo de pilote. ....	42
Tabla 3-30: Valores de la rigidez rotacional y los parámetros de los que depende para cada tipo de pilote. ....	42
Tabla 3-31: Dimensiones de los encepados de 2 pilotes. ....	45
Tabla 3-32: Valores de la rigidez vertical de los grupos de 2 pilotes para cada tipo de pilote. ....	45
Tabla 3-33: Valores de la rigidez horizontal en dirección X de los grupos de 2 pilotes para cada tipo de pilote. ....	46
Tabla 3-34: Valores de la rigidez horizontal en dirección Y de los grupos de 2 pilotes para cada tipo de pilote. ....	46
Tabla 3-35: Valores de la rigidez rotacional de los grupos de 2 pilotes para cada tipo de pilote. ....	46
Tabla 3-36: Dimensiones de los encepados de 8 pilotes. ....	47
Tabla 3-37: Valores de la rigidez vertical de los grupos de 8 pilotes para cada tipo de pilote. ....	48
Tabla 3-38: Valores de la rigidez horizontal en las direcciones X e Y de los grupos de 8 pilotes para cada tipo de pilote. ....	48
Tabla 3-39: Valores de la rigidez rotacional de los grupos de 4 pilotes para cada tipo de pilote. ....	48
Tabla 3-40: Rigideces por unidad de superficie de los muros. ....	50
Tabla 3-41: Rigideces de los nudos de cada muro. ....	50
Tabla 3-42: Rigideces de las vigas bajo muros. ....	52
Tabla 3-43: Definición de las combinaciones acciones de Estado Límite Último. ....	56
Tabla 3-44: Definición de las envolventes de las combinaciones de acciones de Estado Límite de Servicio. ....	56
Tabla 3-45: Definición de las combinaciones acciones de Estado Límite de Servicio. ....	56
Tabla 3-46: Definición de las envolventes de las combinaciones de acciones de Estado Límite de Servicio. ....	57
Tabla 4-1: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 1. ....	61
Tabla 4-2: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 2. ....	62
Tabla 4-3: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 3. ....	62
Tabla 4-4: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 4. ....	62
Tabla 4-5: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 5. ....	62
Tabla 4-6: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 6. ....	63

Tabla 4-7: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 7. ....	63
Tabla 4-8: Periodos de los Modelos 2, 3 y 4 con la cimentación empotrada.....	65
Tabla 6-1: Clases de importancia para los edificios (UNE-EN 1998-1:2018). ....	91





## Índice de figuras

Figura 1-1: Aparición de bielas diagonales en la tabiquería y daños en pilares y tabiquería.	1
Figura 1-2: Daños ocasionados durante el terremoto de Lorca en 2011.....	2
Figura 1-3: Daños en cabeza de pilar debido a la tabiquería .....	2
Figura 1-4: Elementos SISBRICK de fachada caravista y compartimentación interior respectivamente. ....	4
Figura 2-1: Parámetros del modelo de biela equivalente.....	8
Figura 2-2: Comportamiento deformacional de la estructura con SISBRICK. ....	9
Figura 2-3: Ejemplos de esquemas de aislamiento con elementos SISBRICK. ....	10
Figura 3-1: : Emplazamiento de la urbanización en la que se localiza el edificio de estudio (Playa de San Juan, Alicante), parte 1. ....	13
Figura 3-2: Emplazamiento de la urbanización en la que se localiza el edificio de estudio (Playa de San Juan, Alicante), parte 2. ....	14
Figura 3-3: Alzado este del edificio.....	14
Figura 3-4: Alzado norte del edificio.....	15
Figura 3-5: Espectro de repuesta elástica. ....	22
Figura 3-6: Espectro de pseudo-aceleraciones de cálculo (respuesta inelástica) en Playa de San Juan, Alicante. ....	24
Figura 3-7: Modelo del edificio con sótano.....	34
Figura 3-8: Modelo del edificio sin sótano.....	34
Figura 3-9: Barra equivalente para el cálculo de movimientos de pilotes. (Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera). ....	40
Figura 3-10: Esquema de los parámetros que definen el coeficiente de mayoración de la longitud elástica de los pilotes del grupo (Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera). ....	44
Figura 3-11: Planta de los encepados de 2 pilotes.....	45
Figura 3-12: Planta de los encepados de 8 pilotes.....	47
Figura 4-1: Vista 3D del Modelo 1.....	59
Figura 4-2: Vista 3D del Modelo 2.....	59
Figura 4-3: Vista 3D de los Modelos 3 y 4.....	60
Figura 4-4: Vista 3D del Modelo 5.....	60
Figura 4-5: Vista 3D de los Modelos 6 y 7.....	61
Figura 4-6: Espectro de pseudo-aceleraciones y periodos de los primeros modos de vibración de los modelos. ....	63
Figura 4-7: Espectro de pseudo-aceleraciones y periodos de los segundos modos de vibración de los modelos. ....	64
Figura 4-8: Espectro de pseudo-aceleraciones y periodos de los terceros modos de vibración de los modelos. ....	64
Figura 5-1: Axiles máximos en valor absoluto de cada modelo.....	67

Figura 5-2: Cortantes máximos en dirección Y máximos en valor absoluto de cada modelo. ....	68
Figura 5-3: Cortantes máximos en dirección Z máximos en valor absoluto de cada modelo .....	68
Figura 5-4: Momentos flectores máximos con eje en dirección Y máximos en valor absoluto de cada modelo. ....	68
Figura 5-5: Momentos flectores máximos con eje en dirección Z máximos en valor absoluto de cada modelo. ....	69
Figura 5-6: Incremento en la suma de los axiles de todos los pilares. ....	69
Figura 5-7: Incremento en la suma de los cortantes en dirección Y en valor absoluto de todos los pilares. ....	70
Figura 5-8: Incremento en la suma de los cortantes en dirección Z en valor absoluto de todos los pilares. ....	70
Figura 5-9: Incremento en la suma de los momentos con eje en dirección Y en valor absoluto de todos los pilares. ....	71
Figura 5-10: Incremento en la suma de los momentos con eje en dirección Z en valor absoluto de todos los pilares. ....	71
Figura 5-11: Diagramas idealizados y de cálculo de tensión-deformación para acero de armadura pasivas, para tracción y compresión (UNE-EN 1992-1-1). ....	74
Figura 5-12: Ley de momentos de primer orden, de momentos nominales de segundo orden y resultante. ....	76
Figura 5-13: Diagrama bilineal tensión-deformación del hormigón (UNE-EN 1992-1-1). ..	76
Figura 5-14: Diagrama rectangular de la tensión (UNE-EN 1992-1-1). ....	77
Figura 5-15: Pivotes de los dominios de deformación. ....	78
Figura 5-16: Distribuciones posibles de alargamiento y de la deformación unitaria en Estado Límite Último (UNE-EN 1992-1-1). ....	78
Figura 5-17: Ley plana de deformaciones de la sección. ....	78
Figura 5-18: Distribución de tensiones en la sección transversal y resultantes de las ecuaciones de equilibrio. ....	79
Figura 5-19: Ejemplo diagrama de interacción axil-flector. ....	80
Figura 5-20. Afección a los pilares de los efectos de segundo orden. ....	82
Figura 5-21: N° de pilares agotados frente a flexo-compresión. ....	83
Figura 5-22: N° de pilares agotados frente a flexo-compresión. ....	83
Figura 5-23: Agotamiento de los pilares frente a flexo-compresión. ....	84
Figura 5-24: N° de pilares agotados frente a cortante. ....	84
Figura 5-25: Agotamiento de los pilares frente a cortante. ....	85
Figura 5-26: Agotamiento de los pilares frente a Estado Límite Último. ....	87
Figura 5-27: Armadura de cortante del proyecto original y necesaria frente a Estados Límite Último de cortante en cada modelo. ....	87

Figura 5-28: Aumento de la cantidad de armadura de cortante necesaria respecto del proyecto original para verificar las comprobaciones de Estado Límite Último de cortante.	89
Figura 6-1: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 1.....	93
Figura 6-2: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 1.....	94
Figura 6-3: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 2.....	94
Figura 6-4: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 2.....	94
Figura 6-5: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 3.....	95
Figura 6-6: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 3.....	95
Figura 6-7: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 4.....	95
Figura 6-8: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 4.....	96
Figura 6-9: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 5.....	96
Figura 6-10: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 5.....	96
Figura 6-11: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 6.....	97
Figura 6-12: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 6.....	97
Figura 6-13: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 7.....	97
Figura 6-14: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 7.....	98



## 1 Introducción

El empleo de marcos de hormigón rellenos de obra de fábrica es una práctica en las construcciones de edificación ampliamente extendida y antigua. El hecho de que se vengán realizando de esta manera desde hace tiempo se debe a que los materiales necesarios para la ejecución de estos rellenos son, generalmente, de fácil adquisición, baratos y los procedimientos de construcción de dichos elementos son sencillos y de bajos tiempos de ejecución. Por otra parte, las particiones compuestas por este tipo de materiales permiten realizar cambios de manera fácil en los espacios de una vivienda, cambiando las divisiones que se forman con estos elementos.

Como norma general, la obra de fábrica se considera como un elemento no estructural, por lo que, tradicionalmente, no se ha incluido en los modelos de las estructuras de edificación en el cálculo, a pesar de que aporta resistencia a las diferentes acciones y ayuda en la transmisión de los esfuerzos entre los otros elementos de la estructura. Esta manera de proceder deja del lado de la inseguridad el cálculo estructural cuando se tienen en cuenta acciones dinámicas, como pueden ser las sísmicas.

Es en los eventos sísmicos donde los rellenos de mampostería producen el colapso de un gran número de edificios por la modificación en los esfuerzos en los pilares de las edificaciones y por los daños que sufren los propios cerramientos. Esto se debe a que se forman en la tabiquería, al estar confinada, unas bielas diagonales que transmiten esfuerzos adicionales a los pilares y forjados y hace que los cerramientos trabajen a unas tensiones tales que una gran parte de ellos alcanzan la rotura. Los esfuerzos que transmiten a los pilares son principalmente de cortante, por lo que en sus extremos es habitual que se produzca el agotamiento frente a este esfuerzo.

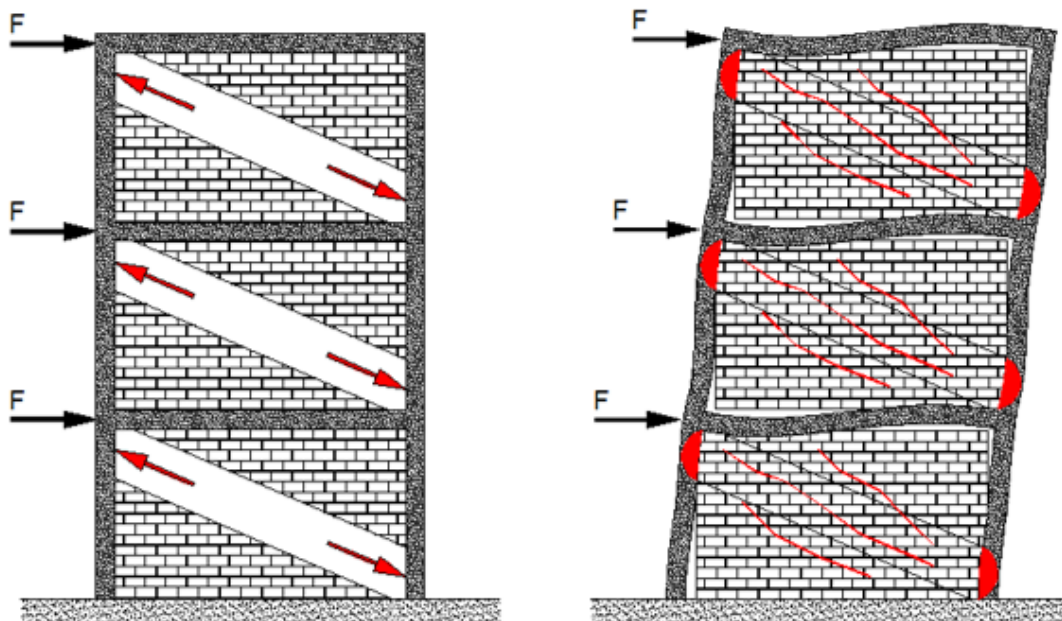


Figura 1-1: Aparición de bielas diagonales en la tabiquería y daños en pilares y tabiquería.



*Figura 1-2: Daños ocasionados durante el terremoto de Lorca en 2011.*



*Figura 1-3: Daños en cabeza de pilar debido a la tabiquería*

Es por ello por lo que se han realizado varios estudios al respecto, llevando a los investigadores a la conclusión de que, efectivamente, existe una importante interacción entre el marco exterior y su relleno de obra de fábrica. Así pues, (Asteris et al. 2008, 2011) establecen que los principales efectos de dicha interacción son los que siguen:

- El comportamiento global del pórtico relleno no solo depende de la rigidez relativa del marco y del relleno y de la geometría de estos, sino que también están influenciados en gran medida por las características resistentes de la mampostería.
- Considerable aumento de la rigidez global y del momento de inercia en el plano del pórtico compuesto, así como un incremento en la disipación de energía y la reducción del periodo natural de vibración del sistema (El-Dakhkhni et al. 2003, 2006), siempre y cuando no se sometan a largos ciclos de carga no lineales que causen una degradación de la resistencia, la rigidez y la capacidad de disipación de la obra de fábrica.
- Redistribución de los esfuerzos y, en ocasiones, daños impredecibles a lo largo del pórtico y la obra de fábrica.
- Considerable reducción de la probabilidad de colapso cuando están adecuadamente diseñadas, incluso en casos en los que los pórticos con rellenos presenten defectos.

Pero aun con dichas consecuencias en el cálculo, y sabiendo que la mayoría de los costes producidos por un evento sísmico se atribuyen a los muros de relleno y los elementos que se colocan en ellos, la inclusión de la tabiquería en los modelos de las estructuras no se ha llevado a cabo, por considerarse usualmente como elementos no estructurales. Algunos de los motivos a los que se puede deber esta tendencia, tal y como comentan (Asteris et al. 2008, 2011) y (Crisafulli et al. 2000), son los siguientes:

- Complejidad computacional: El hecho de que estos rellenos de mampostería compuestos por elementos discretos y que las condiciones de contacto con el pórtico están en constante cambio, conlleva fuentes extra de carga analítica, haciendo que la determinación del comportamiento del marco con relleno de obra de fábrica sea un problema de compleja solución.
- Incertidumbres estructurales: Debido a que las propiedades mecánicas de los materiales de mampostería y la unión entre los propios elementos que la forman y con la superficie interna del pórtico dependen en gran medida de las condiciones y técnicas locales de construcción, lo que puede llevar a una mayor variedad en las propiedades mecánicas.
- No linealidad: Este comportamiento de los pórticos rellenos depende de las condiciones de la interfaz entre el material de relleno y el pórtico que lo rodea. Esta no linealidad se debe en buena parte a la no linealidad de los materiales y a la no linealidad geométrica.
  - No linealidad mecánica, siendo la más importante de las dos, tiene su origen en la obra de fábrica (la mampostería se fisura y aplasta, reduciéndose su rigidez y resistencia), marco circundante (fisuración del hormigón y plastificación de las armaduras y deslizamiento de estas respecto del hormigón) e interfaz entre relleno y marco (degradación del mecanismo de unión entre dichos elementos, provocando deslizamientos y separaciones en tramos de la superficie de contacto), tal y como muestran también (El-Dakhkhni et al. 2006).
  - No linealidad geométrica, la cual aparece cuando la estructura es capaz de resistir grandes desplazamientos horizontales, aunque estos efectos no presentan ninguna particularidad y pueden ser estudiados con las mismas metodologías que se emplean con estructuras de hormigón o acero.

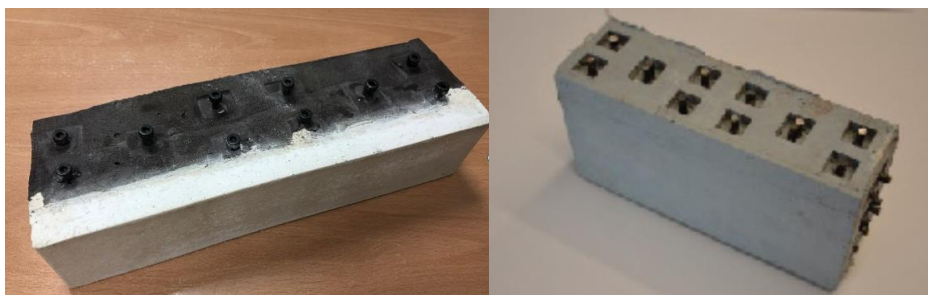
Para resolver el cálculo de la interacción estructura-cerramiento existen dos tipos de modelos: los llamados micro-modelos y macro-modelos. La diferencia entre ellos es, principalmente, el nivel de detalle del modelo y, por tanto, la información que proveen sobre el comportamiento del conjunto. Los macro-modelos se basan en reemplazar la mampostería por una biela equivalente articulada en sus extremos y del mismo espesor y material. Los micro-modelos se basan en el método de los elementos finitos, usando tres diferentes tipos de elementos para representar el comportamiento del conjunto de los marcos con relleno de obra de fábrica ante solicitaciones laterales. Para el presente trabajo se decide simular la obra de fábrica con los macro-modelos, pues para el objeto de estudio estos elementos representan con suficiente fidelidad el comportamiento del relleno de los marcos de los pórticos.

En cuanto al marco normativo, la norma de construcción sismorresistente española NCSE-02 en su apartado 4.2.4 indica que los elementos no estructurales (incluyendo los cerramientos, tabiquerías, etc.) que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones de la estructura se tendrán en cuenta en la elaboración del modelo estructural o se adoptarán soluciones constructivas que aseguren la no participación resistente de estos elementos. Por otra parte, el Eurocódigo 8. Parte 1 en su apartado 4.3.6.2 incide en que se deben tener en cuenta las grandes incertidumbres en cuanto al comportamiento de los rellenos y las irregularidades en planta y alzado que puedan

ocasionar. Además, en el apartado 4.2.6.4. recomienda adoptar para determinados casos medidas que eviten la rotura frágil y la desintegración prematura de los rellenos.

De la bibliografía consultada, se extrae que una buena parte de las investigaciones realizadas se centra en intentar determinar la interacción estructura-cerramiento ante acciones dinámicas, siendo pocas de ellas las que plantean el aislamiento de la tabiquería de la estructura.

Desde el año 2012, en el marco del proyecto del Ministerio de Economía y Competitividad (BIA 2012-35186), se diseñó en el Icitech un elemento aislador (SISBRICK) que mitigue los efectos que tiene la interacción entre el relleno de obra fábrica y los marcos de hormigón de los pórticos. Estos elementos, con forma de los propios ladrillos, permiten separar el marco de la mampostería, consiguiendo que los pórticos se deformen libremente al disipar la energía correspondiente a las restricciones que generaría la tabiquería que rellena los marcos de hormigón, dándose así las deformaciones previstas en los cálculos convencionales.



*Figura 1-4: Elementos SISBRICK de fachada caravista y compartimentación interior respectivamente.*

El objetivo del presente trabajo es, en primer lugar, el estudio de la interacción entre la tabiquería de obra de fábrica y los marcos de hormigón armado en una estructura de edificación; en segundo lugar, la inclusión en los cerramientos de elementos de disipación de energía que aislen la mampostería, con el fin de disminuir los efectos de un evento sísmico por medio de la reducción de la rigidez global de la estructura, consiguiendo con esto que el modelo de cálculo se asemeje lo máximo posible a la realidad construida; y en tercer lugar, la comparación de los resultados de los modelos entre los casos sin y con dicho elemento aislador.

Se resume a continuación el contenido del presente documento:

- En el capítulo 2 se realiza un estudio del estado del arte, presentando los estudios, normativas y guías empleadas para la modelización de la obra de fábrica que compone los cerramientos dentro de los marcos de hormigón de las edificaciones, así como la interacción suelo-estructura que se produce en los elementos de cimentación.
- En el capítulo 3 se describen los diferentes modelos que se van a realizar, además de definir todos los elementos, materiales y parámetros necesarios para la realización de los modelos y las combinaciones de esfuerzos necesarias para el posterior análisis de los resultados.
- En el capítulo 4 se presentan los resultados del análisis modal de los modelos y se analizan las diferencias entre sus periodos y los tipos de modos de vibración, comprobando con dichos resultados la influencia de la inclusión de los cerramientos y la interacción suelo-estructura en la respuesta del edificio ante la acción del sismo.



- En el capítulo 5 se describen las comprobaciones de Estado Límite Último definidas en el Eurocódigo 2. Parte 1, tanto para solicitaciones normales como tangenciales. Se aplican dichas comprobaciones a los pilares de los diferentes modelos, identificando cuántos de ellos alcanzan el agotamiento.
- En el capítulo 6 se describen las limitaciones de Estado Límite de Servicio definidas en el Eurocódigo 8. Parte 1, aplicables a edificios frente a acciones sísmicas en función de si la estructura tiene unida a ella elementos no estructurales frágiles, y se comprueba si los modelos propuestos cumplen dichas restricciones.
- En el capítulo 7 se resumen las conclusiones de los análisis realizados en los capítulos 4, 5 y 6.
- En el capítulo 8 se muestra la bibliografía que ha sido consultada para la elaboración del presente documento.



## 2 Estado del arte

En el presente capítulo se recopila la bibliografía que ha sido empleada en el desarrollo de la investigación de este trabajo. Dicha bibliografía tiene como tema principal el estudio teórico de los marcos estructurales con relleno, frente a sollicitaciones horizontales en el mismo plano del pórtico, y al estudio de la interacción suelo-estructura para diferentes elementos de cimentación.

### 2.1 Elementos de fachada: cerramiento de ladrillo

La modelización de los cerramientos se puede abordar haciendo uso de dos técnicas: los modelos globales o macro-modelos y los modelos locales o micro-modelos. En los macro-modelos se pretende representar de manera razonable del comportamiento estructural de los pórticos con el relleno de la obra de fábrica. Los más habituales son aquellos en el que se simulan los cerramientos mediante una o varias bielas diagonales biarticuladas. Este tipo de modelización es útil en los casos en los que se requiere conocer el comportamiento global de la estructura, sin embargo, no es capaz de describir los efectos locales que se dan en el pórtico y en el contacto entre el cerramiento y el marco. A pesar de ello, los modelos de bielas equivalentes pueden la rigidez de los edificios con suficiente precisión sin necesidad de añadir gran complejidad al modelo.

En cambio, los micro-modelos simulan detalladamente el comportamiento del conjunto formado por el marco de hormigón y el cerramiento. Para realizarlos, las modelizaciones usualmente empleadas se basan en el uso de elementos finitos. Debido al gran número de elementos diferentes que hay presentes en ellos y que se necesitan modelos constitutivos para cada tipo de material, hace que sean complicados de implementar en los modelos de estructuras de cierta envergadura. Además, si se pretende tener en cuenta la no linealidad presente al modelizar por separado el mortero del ladrillo, para obtener una mayor precisión en el comportamiento del cerramiento, supone un coste computacional añadido.

Es por lo expuesto anteriormente, que en el presente documento se propone trabajar con los macro-modelos con el objetivo de simular la tabiquería, en los cuales se modela la obra de fábrica como una biela equivalente, articulada en sus extremos, diagonal estando sus nudos localizados en las esquinas opuestas de los marcos de hormigón de los pórticos. En estos modelos se trabaja dentro del dominio elástico lineal del comportamiento de los materiales, por lo que los parámetros que son necesarios definir respecto a la biela equivalente son el ancho equivalente, el espesor equivalente, la longitud de la biela y el módulo de elasticidad. De estos parámetros, la longitud y el ancho son de obtención directa de la estructura real, mientras que el espesor y el módulo de elasticidad no lo son, por ello los diferentes macro-modelos que existen proponen formulaciones para hallar los valores de estos últimos parámetros.

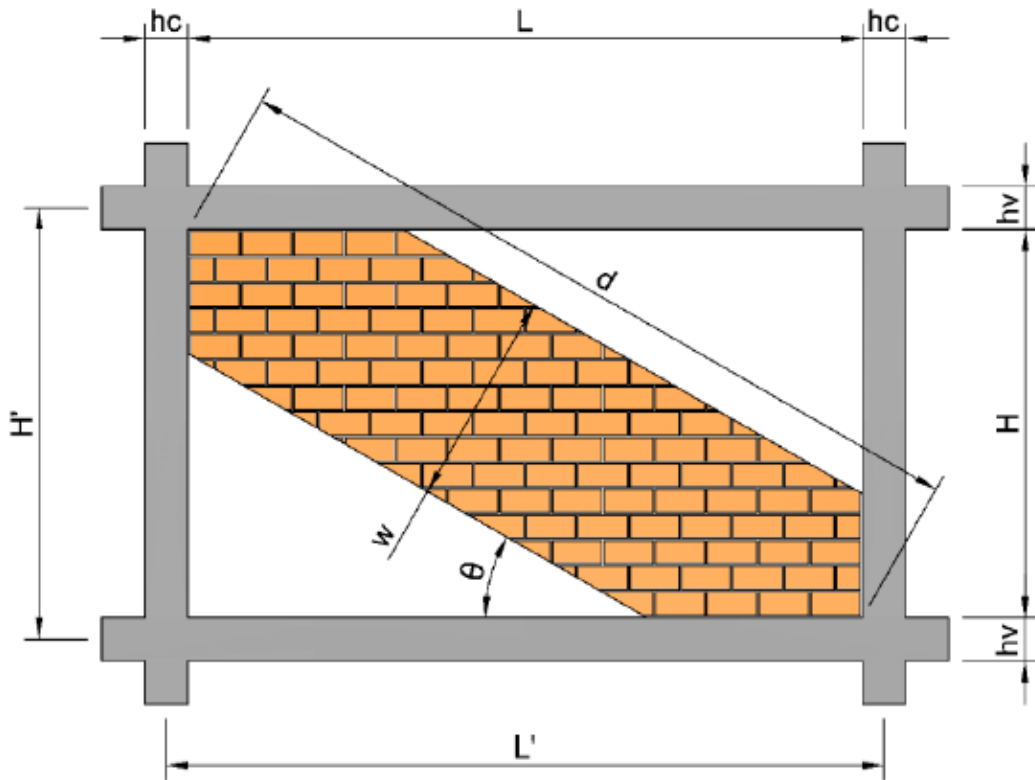


Figura 2-1: Parámetros del modelo de biela equivalente.

En cuanto al módulo de elasticidad, en el Eurocódigo 6, se proponen unas expresiones para obtener la resistencia característica de la obra de fábrica (de la cual depende el módulo de elasticidad) a partir de la resistencia característica a compresión de las piezas de fábrica y de la resistencia a compresión del mortero.

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

Siendo:

$K$  Constante dependiente del tipo de mortero empleado (Tabla 3.3 del Eurocódigo 6 Parte 1-1).

$f_b$  Resistencia normalizada media a compresión de las piezas, en la dirección del efecto de la acción aplicada, en MPa.

$f_m$  Resistencia a compresión del mortero, en MPa.

Para el espesor equivalente y el módulo de elasticidad de la biela equivalente se recurre a la guía canadiense CCMPA, en la cual se considera una longitud de contacto con el marco del pórtico vertical y horizontal en cada uno de los extremos de la biela. Se muestra a continuación la metodología empleada en el punto 3.6.5 para el cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes.

$$E_w = 850 f_k$$

$$w_e \leq \begin{cases} w/2 \\ d/4 \end{cases} \quad w = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$$

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4E_f \cdot I_c \cdot h}{E_w \cdot t_w \cdot \text{sen}(2\theta)}} \quad \alpha_L = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4E_f \cdot I_b \cdot L}{E_w \cdot t_w \cdot \text{sen}(2\theta)}}$$

Siendo:

- $f_k$  Resistencia característica a compresión del material de la obra de fábrica, en MPa.
- $w$  Ancho de la biela equivalente.
- $\alpha_h$  Longitud de contacto vertical entre la biela diagonal y el marco.
- $\alpha_L$  Longitud de contacto horizontal entre la biela diagonal y el marco.
- $E_f$  Módulo de elasticidad del material del marco.
- $I_c$  Momento de inercia de la columna del marco.
- $I_b$  Momento de inercia de la viga del marco.
- $h$  Altura del muro de mampostería de relleno del marco.
- $L$  Longitud del muro de mampostería de relleno del marco.
- $\theta$  Ángulo de la diagonal de la hoja de ladrillo con la horizontal, definido por la expresión:  $\text{tg}(\theta) = h/L$ .

A partir de los resultados de los ensayos de las bielas experimentales que se realizaron por parte del Icitech, se define la rigidez equivalente de un cerramiento en el que se ha empleado la tecnología de disipación de energía SISBRICK como un 21% de la rigidez de una biela equivalente de un cerramiento con obra de fábrica convencional. Con este elemento se consigue que no aparezcan las bielas de compresión en la obra de fábrica.

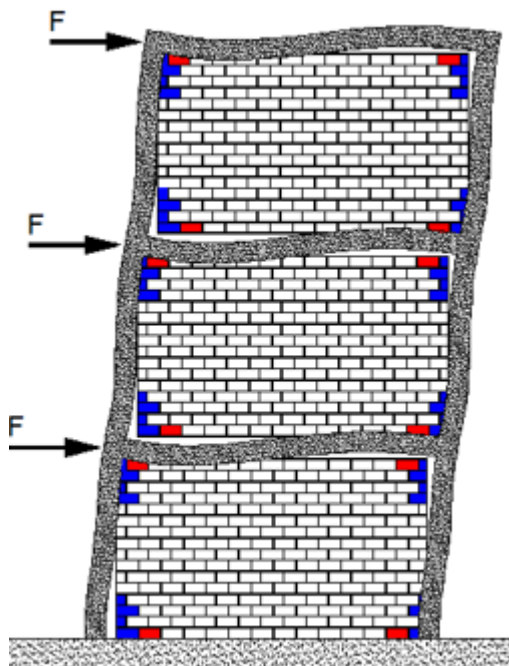


Figura 2-2: Comportamiento deformacional de la estructura con SISBRICK.



Figura 2-3: Ejemplos de esquemas de aislamiento con elementos SISBRICK.

## 2.2 Elementos de cimentación: grupos de pilotes

Para el cálculo de las rigideces de los pilotes se emplea lo indicado en la Guía de Cimentaciones de Carretera, empleando las ecuaciones para el cálculo aproximado de la eficacia del grupo que aparecen en el libro Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones, de Braja M. Das.

Para el cálculo de las rigideces de estos elementos de cimentación con las expresiones semianalíticas indicadas en la GCOC se emplean los datos geométricos de los pilotes y de los encepados que conforman los grupos de pilotes junto con los datos de las características del terreno sobre el que se cimenta. Estas rigideces se calculan suponiendo un pilote equivalente, con la misma sección y materiales que el original, con una longitud equivalente la cual se puede asimilar a una barra rígida con unos resortes en la base, a los cuales se les asigna las rigideces que se calculan con el método. Para ampliar el cálculo de las rigideces de los pilotes aislados hasta los grupos de pilotes se emplean las expresiones de la GCOC, las cuales dependen en el caso de la rigidez vertical de la carga de hundimiento (calculada la del grupo a partir de la eficiencia del grupo) y de la separación entre los pilotes para la rigidez horizontal. Debido a la falta de formulación para el cálculo de la rigidez rotacional de un grupo de pilotes, se decide calcularla directamente como el producto de la eficiencia del grupo de pilotes por la rigidez rotacional de un pilote aislado.

Los grupos de pilotes se modelan en el software de cálculo como barras de longitud igual a la longitud equivalente obtenida del método comentado y desarrollado en el punto 3.6.4, y con los resortes en su parte inferior.

## 2.3 Elementos de cimentación: muro de cimentación y viga bajo muro

El cálculo de las rigideces de los elementos de cimentación es un tema que se encuentra en estudio en la actualidad, abordándose normalmente en su investigación el desarrollo de expresiones aproximadas, pues la heterogeneidad intrínseca del terreno dificulta el cálculo. Además, la adición de un evento sísmico, con las consecuentes cargas dinámicas sobre la estructura, añade un extra de dificultad que hace que actualmente sea complicado encontrar metodologías o expresiones que permitan calcular los parámetros necesarios.

Se emplea la formulación indicada en la normativa americana ATC-40 para el cálculo de la rigidez horizontal de los muros de sótano en dirección perpendicular al plano que define a los muros, debido a que se tiene en cuenta en la formulación la rigidez de estos elementos en caso de evento sísmico.

Dada la escasez de formulación para el cálculo de las rigideces de los muros de sótano frente a eventos sísmicos, se decide emplear las expresiones de cimentaciones superficiales, asumiendo que la rigidez que para las cimentaciones superficiales es la vertical, para los muros es la horizontal perpendicular a su cara mayor. Toda la formulación está referida a unos muelles que representa el empuje pasivo del terreno, pues en muros de sótano arriostrados en cabeza y base, no pueden desplazarse lo suficiente como para que se movilice la resistencia a cortante del terreno de relleno, por lo que el mínimo empuje activo o máximo empuje pasivo no pueden ser movilizados.

Se distingue dentro de cada muro cuatro partes en cuanto a valores de la rigidez: las esquinas, los laterales izquierdo y derecho, los laterales superior e inferior y la zona interior. Las diferencias se basan en que los extremos tienen menor ancho tributario que la zona interior y que los extremos superior e inferior, además, están rigidizados por el forjado superior y por la cimentación.

En el caso de las vigas sobre las nacen los muros de sótano, se emplean las fórmulas de Gazetas para zapatas corridas, recogidas en la Monografía 38 de la ACHE, las cuales dependen de las dimensiones de las dimensiones y del módulo del módulo de elasticidad transversal y del coeficiente de Poisson del terreno.





### 3 Concepción del modelo

En el presente capítulo se definen las características de los diferentes elementos que componen los modelos que simulan el edificio propuesto, así como las cargas a las que se les someterá.

Se plantean tres grupos de modelos con diferentes configuraciones de la tabiquería:

- Un primer grupo de modelos en el que, al igual que se ha hecho tradicionalmente, no se modelan las obras de fábrica.
- Un segundo grupo de modelos con los cerramientos de ladrillo modelados.
- Un tercer grupo de modelos idéntico al segundo, pero empleando en los cerramientos elementos aisladores SISBRICK.

Se describen con mayor detalle las particularidades de cada modelo en el punto 4.1 del presente documento.

#### 3.1 Descripción del edificio

El emplazamiento de la urbanización de la que forma parte el edificio de estudio es en la Calle Torero Luis Francisco Esplá, en Playa de San Juan, en Alicante.

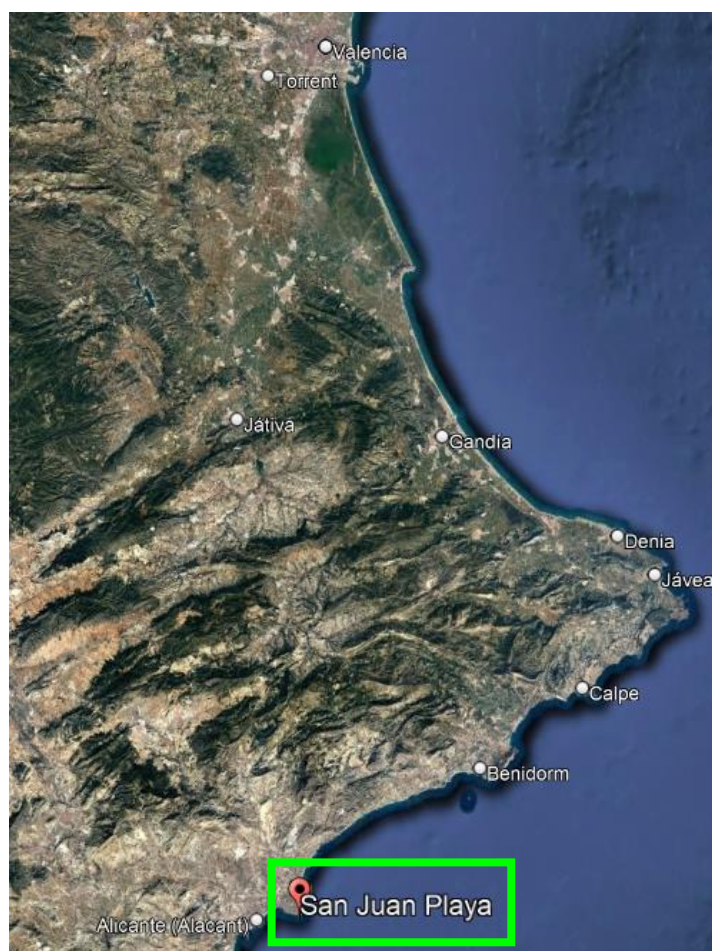


Figura 3-1: : Emplazamiento de la urbanización en la que se localiza el edificio de estudio (Playa de San Juan, Alicante), parte 1.

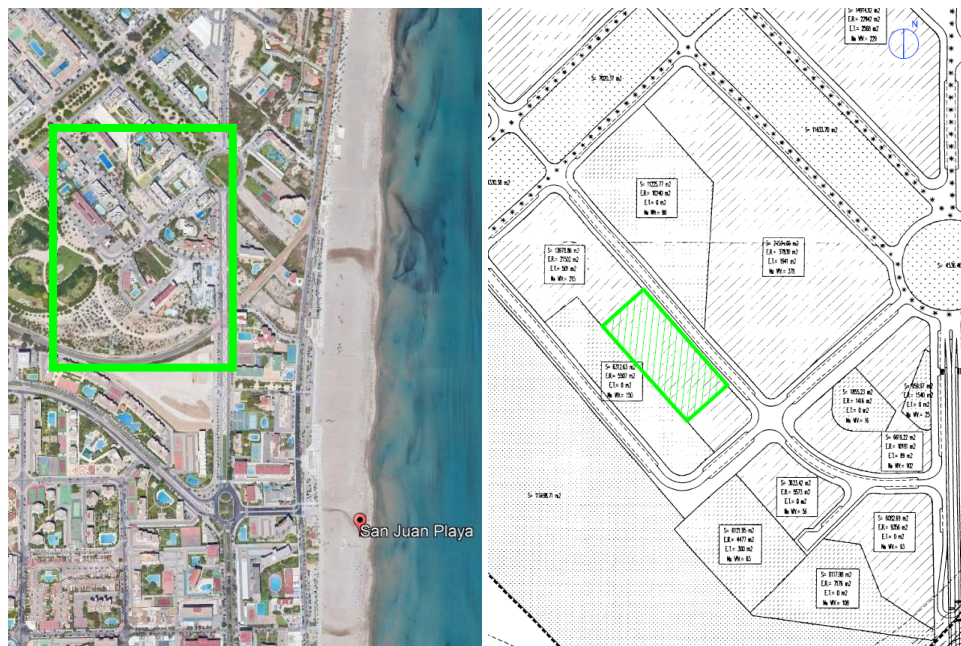


Figura 3-2: Emplazamiento de la urbanización en la que se localiza el edificio de estudio (Playa de San Juan, Alicante), parte 2.

El edificio, correspondiente al Bloque 1 de los dos que componen la urbanización, consta de 11 plantas, siendo una planta sótano dedicada principalmente al estacionamiento de los vehículos privados, una planta baja y 9 plantas de viviendas más dos torreones para el acceso a la cubierta del edificio. Las dimensiones en planta del sótano son de 52,82 m de largo y 40,90 m de ancho y las del resto de plantas son de 17,32 m de ancho y 27,89 m de largo. En alzado, la separación entre forjados es de 5,30 m en el caso de la planta baja y de 3,00 m en el resto de las plantas, lo que hace una altura total sobre rasante de 32,30 m y una altura total del edificio de 38,30 m.



Figura 3-3: Alzado este del edificio.

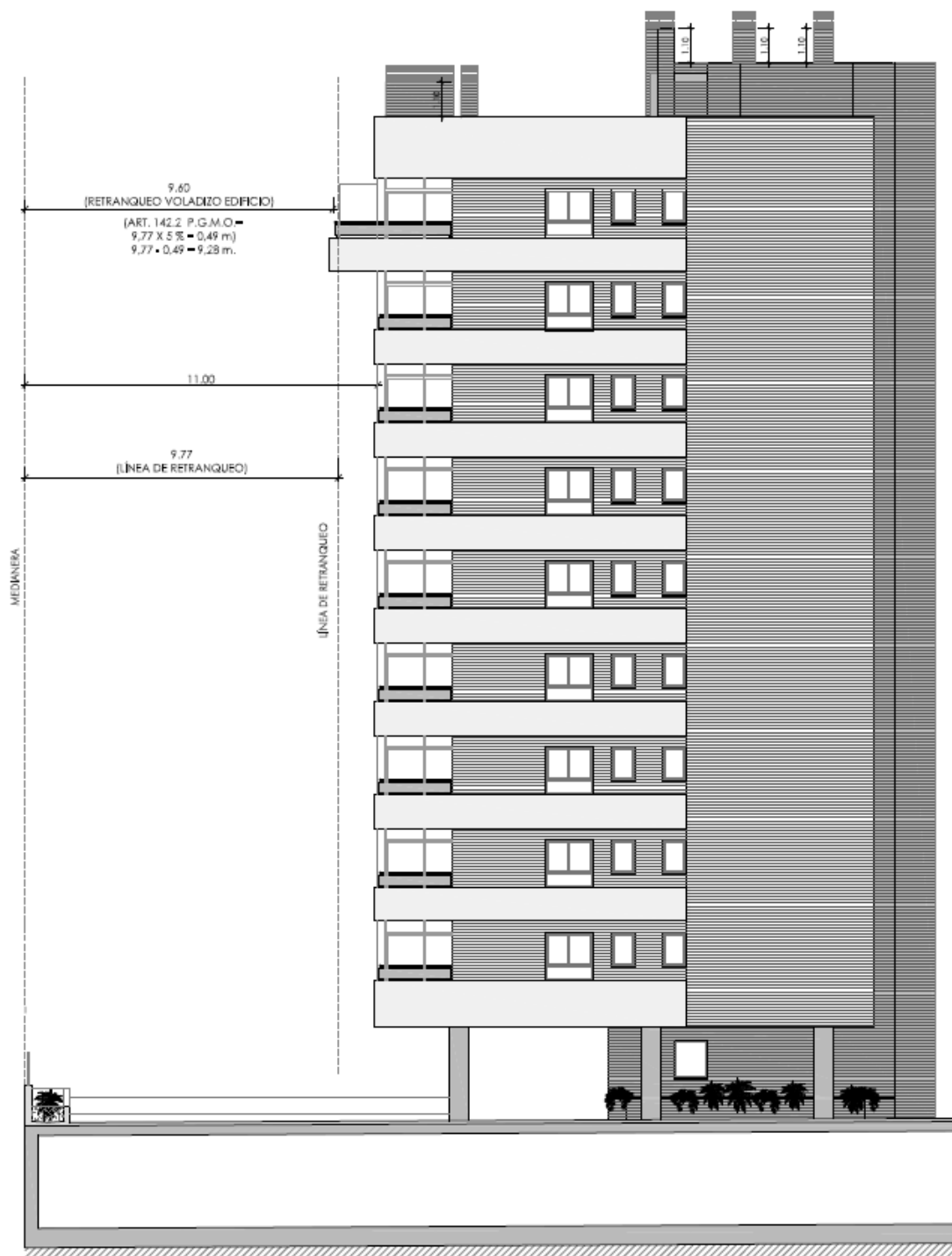


Figura 3-4: Alzado norte del edificio.

La cimentación se resuelve mediante el uso de pilotes encepados prefabricados de hormigón armado hincados en el terreno, llevados hasta el rechazo con el fin de agotar su tope estructural, conectando los encepados mediante una losa de arriostramiento de 30 cm de canto. Los pilotes son de sección cuadrada y pueden tener 4 diferentes secciones: 0,235x0,235m, 0,300x0,300m, 0,350x0,350m y 0,400x0,400m. La cimentación del muro perimetral de la planta de sótano consiste en una viga continua perimetral bajo el muro a modo de encepado para los pilotes que se encuentren bajo ella.

En la planta sótano, el perímetro está formado por un muro de hormigón armado de 30 cm de espesor, conectado al forjado, que recibe las cargas de los pilares superiores a él y las cargas de los forjados que apoyan directamente.

Los elementos que conforman el esqueleto resistente del edificio son los pilares, pantallas y forjados reticulares. Los forjados están formados por 25 cm de bloques aligerantes y 5 cm de capa de compresión, lo que da un canto total de 30 cm. Por otro lado, los pilares y pantallas varían en sección con las plantas, yendo de mayores secciones en las plantas inferiores a menores conforme se incrementa la altura.

En cuanto a los materiales de cada elemento, el hormigón empleado en pilares, pantallas y forjados reticulares es un HA-25/B/25/IIa, para los muros de sótano, la losa de arriostramiento y encepados, un HA-30/B/25/IIa+Qb y un HA-50/F/25/IIa+Qb para los pilotes, haciendo referencia a la nomenclatura de la EHE-08, vigente en la redacción del proyecto del edificio.

En el Anejo IV: Planos se puede consultar información más detallada acerca de los elementos descritos anteriormente.

### 3.2 Normativa de aplicación

#### 3.2.1 Normativa empleada en el proyecto del edificio

- Instrucción española de hormigón estructural (EHE-08).
- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02).
- Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la edificación (CTE DB-SE-AE).
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos (CTE DB-SE-C).

#### 3.2.2 Normativa vigente

- Código Estructural
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la edificación (CTE DB-SE-AE)
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos (CTE DB-SE-C)
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural. Fábrica (CTE DB-SE-F)
- Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras (UNE-EN 1990:2019)
- Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales (UNE-EN 1991-1-1:2019)
- Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación (UNE-EN 1992-1-1:2013/A1:2015)
- Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1\_ Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar. (UNE-EN 1996-1-1:2011/A1:2013)
- Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación (UNE-EN 1998-1:2018)
- Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos (UNE-EN 1998-5:2018)

- Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera
- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)
- Seismic Design Guide for Masonry Buildings. CCMPA
- Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC-40

### 3.3 Características de los materiales

Se describen a continuación los materiales de los elementos estructurales y sus correspondientes características de interés.

#### 3.3.1 Hormigón estructural

##### HA-25/B/20/IIa

- Empleado en forjados aligerados bidireccionales
- Módulo de elasticidad a los 28 días:  $E_{cm} = 31000$  MPa
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,2$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
- Peso específico:  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>
- Resistencia característica a compresión simple:  $f_{ck} = 25$  MPa
- El ambiente de exposición es IIa, por lo que el recubrimiento nominal mínimo correspondiente por durabilidad es de 25 mm.

##### HA-30/B/25/IIa+Qb

- Empleado en, pilares, pantallas, muros de sótano y encepados de los pilotes
- Módulo de elasticidad a los 28 días:  $E_{cm} = 33000$  MPa
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,2$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
- Peso específico:  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>
- Resistencia característica a compresión simple:  $f_{ck} = 30$  MPa
- El ambiente de exposición es IIa+Qb, por lo que el recubrimiento nominal mínimo correspondiente por durabilidad es de 50 mm, excepto en el caso de que los paramentos del elemento en cuestión sean hormigonados directamente contra el terreno, en cuyo caso es de 70 mm.

##### HA-50/F/25/IIa+Qb

- Empleado en los pilotes
- Módulo de elasticidad a los 28 días:  $E_{cm} = 37000$  MPa
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,2$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
- Peso específico:  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>
- Resistencia característica a compresión simple:  $f_{ck} = 50$  MPa
- El ambiente de exposición es IIa+Qb, por lo que el recubrimiento nominal mínimo correspondiente por durabilidad es de 50 mm, excepto en el caso de que los paramentos del elemento en cuestión sean hormigonados directamente contra el terreno, en cuyo caso es de 70 mm.

### 3.3.2 Armado pasivo para el hormigón estructural

#### B500S

- Empleado en los elementos de hormigón armado
- Módulo de elasticidad:  $E = 200000$  MPa
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Peso específico:  $\rho = 78,5$  kN/m<sup>3</sup>
- Límite elástico:  $f_v = 500$  MPa

### 3.3.3 Elementos principales de fábrica

Los materiales que conforman la obra de fábrica que conforma la fachada del edificio son los siguientes:

#### Fábrica de Ladrillo Caravista con tres hiladas de armadura

- Resistencia a compresión en dirección vertical:  $f_b = 30,0$  MPa
- Densidad absoluta:  $\rho_{abs} = 1920$  kg/m<sup>3</sup>
- Densidad aparente:  $\rho_{ap} = 880$  kg/m<sup>3</sup>

#### Ladrillo Panchito y ladrillo Hueco Doble

- Resistencia a compresión en dirección vertical:  $f_b = 10,0$  MPa
- Densidad absoluta:  $\rho_{abs} = 1940$  kg/m<sup>3</sup>
- Densidad aparente:  $\rho_{ap} = 850$  kg/m<sup>3</sup>

#### Mortero Hidrófugo para albañilería M7,5

- Resistencia a compresión:  $f_m = 7,5$  MPa
- Densidad aparente endurecido:  $\rho_{ap,end} = 1800$  kg/m<sup>3</sup>
- Adhesión:  $0,15$  N/mm<sup>2</sup>

## 3.4 Acciones

### 3.4.1 Normativa

- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la edificación (CTE DB-SE-AE)
- Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras (UNE-EN 1990:2019)
- Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales (UNE-EN 1991-1-1:2019)
- Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación (UNE-EN 1998-1:2018)

### 3.4.2 Acciones permanentes

#### 3.4.2.1 Peso propio

Esta acción considera el peso de los elementos que corresponden a la estructura del edificio, obteniendo dicho valor del producto del volumen de cada uno de los elementos por su peso específico. En este caso, el peso específico a aplicar es el del hormigón armado, cuyo valor se indica en el subcapítulo anterior del presente documento (7.3.1.). En el caso del forjado reticular, al tratarse de un forjado aligerado, el peso por unidad de superficie es de 4,29 kN/m<sup>2</sup>.

#### 3.4.2.2 Carga muerta

La carga muerta estimada en proyecto para cada forjado toma los siguientes valores en función de la planta:

Tabla 3-1: Valores de la carga muerta en función de la planta.

PLANTA BAJA (Forjado 1)	
Pavimentos	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Tabiquerías	0,50 kN/m <sup>2</sup>

PLANTA PRIMERA (Forjado 2)	
Pavimentos en zona de viviendas	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Tabiquerías en zona de viviendas	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Tabiquerías de pendientes en zona techo locales	2,50 kN/m <sup>2</sup>

PLANTA PISOS (Forjados 3-10)	
Pavimentos	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Tabiquerías	1,00 kN/m <sup>2</sup>

CUBIERTA (Forjado 11)	
Formación de pendientes	2,50 kN/m <sup>2</sup>

TORREONES (Forjado 12)	
Formación de pendientes e instalaciones	3,00 kN/m <sup>2</sup>

#### 3.4.2.3 Acciones del terreno

Las acciones debidas al terreno se deducen aplicando sobre las superficies donde actúa, es decir, sobre las caras del trasdós de los muros perimetrales de la planta sótano.

La presión que ejerce el relleno sobre los muros del sótano se expresa de la siguiente manera:

$$q = \gamma \cdot K_i \cdot z$$

Siendo:

- $\gamma$       Peso específico del terreno, cuyo valor es de 21 kN/m<sup>3</sup>.
- $K_i$       Coeficiente de empuje al reposo ( $K_0 = 0,56$ ), pasivo ( $K_p = 3,30$ ) o activo ( $K_A = 0,36$ ).
- $z$       Profundidad del punto considerado.

A pesar de esto, se decide simular el empuje del terreno sobre los muros de sótano como una variación en la rigidez de los muros debido a la presencia de esta acción. La determinación de esta influencia de la acción del empuje del terreno se describe posteriormente en el subapartado 3.6.4.9 del presente documento.

El Eurocódigo 8 indica en el subcapítulo 7.3 “*Métodos de análisis*”, de su capítulo dedicado a las estructuras de contención de tierras, que, para los casos de estructuras rígidas, como muros de sótano o de gravedad cimentados en roca o pilotes, se desarrollan empujes superiores a los activos, comentando la normativa que en estos casos es más apropiado suponer un estado de empujes en reposo.

### 3.4.3 Acciones variables

#### 3.4.3.1 Sobrecarga de uso

Las acciones variables relacionadas con el uso de la estructura se obtuvieron en el proyecto según indica el CTE DB SE-AE.

Tabla 3-2: Valores de la sobrecarga de uso en función de la planta.

PLANTA BAJA (Forjado 1)	
Locales comerciales	5,00 kN/m <sup>2</sup>

PLANTA PRIMERA (Forjado 2)	
Zona viviendas	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Cubiertas locales	2,00 kN/m <sup>2</sup>

PLANTA PISOS (Forjados 3-10)	
Viviendas	2,00 kN/m <sup>2</sup>

CUBIERTA (Forjado 11)	
Mantenimiento cubierta	1,50 kN/m <sup>2</sup>

TORREONES (Forjado 12)	
Mantenimiento cubierta	1,00 kN/m <sup>2</sup>

### 3.4.4 Acciones accidentales

#### 3.4.4.1 Acción sísmica

La normativa NCSE-02 establece en su artículo 3.4 “*Verificación de la seguridad*” que se comprobarán los estados límite últimos con las combinaciones indicadas en las normativas correspondientes de cada material empleado. Con relación a esto, la estructura



debe ser capaz de resistir la acción horizontal inducido por el sismo en todas las direcciones, indicando dicha norma que es, como norma general, suficiente realizar el análisis sísmico en dos direcciones ortogonales en planta, combinándose las solicitaciones obtenidas en al menos un 30% de la otra. Además, indica que las acciones verticales y en planta pueden ser consideradas como casos de carga independientes.

El Eurocódigo 8, en su apartado 4.3.3.5.2 “*Componente vertical de la acción sísmica*”, menciona los casos en los que debería tenerse en cuenta la componente vertical del sismo. A efectos de este estudio, ninguno de estos casos se da en el edificio a analizar.

Además, tal y como indica el Eurocódigo 8. Parte 1, para el proyecto de edificios es suficiente un análisis elástico-lineal para la determinación de los efectos de un evento sísmico, y el método para la determinación de dichos efectos el análisis modal del espectro de respuesta de cálculo, calculado según lo indicado en la normativa NCSE-02.

#### 3.4.4.1.1 Espectro de respuesta

Con el fin de obtener los espectros de respuesta se recurre a los resultados del estudio geotécnico realizado para la elaboración del proyecto del edificio en Playa de San Juan, Alicante (importancia normal). En él se indican los valores de los siguientes parámetros:

- $K$  Coeficiente de contribución, cuyo valor es de 1.
- $C$  Coeficiente del terreno, cuyo valor es de 1,45 (correspondiente a un tipo de terreno comprendido entre el Tipo II y el Tipo III).
- $a_b$  Aceleración sísmica básica, cuyo valor es 0,13g.

Se puede obtener la aceleración sísmica de cálculo a partir de las siguientes expresiones, según indica la NCSE-02 en su apartado 2.2 “*Aceleración sísmica de cálculo*”.

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

Siendo:

- $a_c$  Aceleración sísmica de cálculo.
- $\rho$  Coeficiente adimensional de riesgo, cuyo valor, por tratarse de una construcción de importancia normal, es de 1.
- $S$  Coeficiente de amplificación del terreno, definido, para valores del producto  $\rho \cdot a_b$  entre 0,1g y 0,4g, por la expresión:

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left( \rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left( 1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

Empleando los resultados del estudio geotécnico del edificio se opera en las expresiones mostradas, obteniendo los valores del coeficiente de amplificación del terreno y la aceleración sísmica de cálculo.

$$S = \frac{1,45}{1,25} + 3,33 \left( 1 \cdot \frac{0,13g}{g} - 0,1 \right) \left( 1 - \frac{1,45}{1,25} \right) = 1,144$$

$$a_c = 1,144 \cdot 1 \cdot 0,13 g = 0,149 g = 1,459 m/s^2$$

Este último parámetro se utilizará posteriormente para calcular el espectro de pseudo-aceleraciones.

La NCSE-02 establece un espectro de respuesta elástica para aceleraciones horizontales, que lo define de la siguiente manera:

$$\alpha(T) = \begin{cases} 1 + 1,5 \frac{T}{T_A}, & \text{si } T < T_A \\ 2,5, & \text{si } T_A \leq T \leq T_B \\ K \cdot \frac{C}{T}, & \text{si } T_B < T \end{cases}$$

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} \quad T_B = K \cdot \frac{C}{2,5}$$

Siendo:

$\alpha(T)$  Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.

$T$  Período propio de oscilador en segundos.

$T_A, T_B$  Períodos característicos del espectro de respuesta.

Para el presente caso, empleando los valores ya indicados, se obtiene el siguiente espectro de respuesta, representado en la *Figura 3-5* del presente documento.

$$T_A = 0,145 \text{ s} \quad T_B = 0,580 \text{ s}$$

$$\alpha(T) = \begin{cases} 1 + 10,34 T, & \text{si } T < 0,145 \\ 2,5, & \text{si } 0,145 \leq T \leq 0,580 \\ \frac{1,45}{T}, & \text{si } 0,580 < T \end{cases}$$

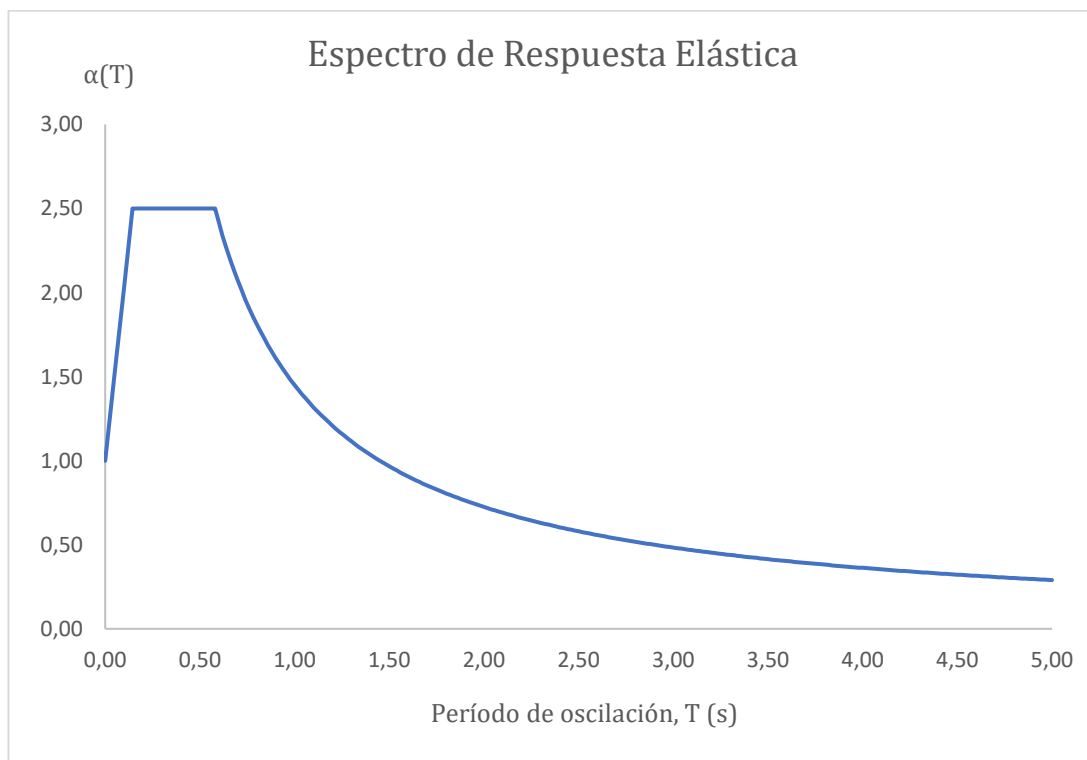


Figura 3-5: Espectro de repuesta elástica.

El espectro de respuesta inelástico propuesto por la NCSE-02 se obtiene siguiendo el apartado 3.6.2.2 de la normativa a partir del espectro de respuesta elástico, aplicado a la aceleración sísmica de cálculo, con el fin de obtener el espectro de pseudo-aceleraciones de cálculo.

$$\alpha_i = \begin{cases} \alpha(T_i) \cdot \beta & , \quad \text{si } T_i \geq T_A \\ \left(1 + (2,5\beta - 1) \cdot \frac{T_i}{T_A}\right) & , \quad \text{si } T_i \leq T_A \end{cases}$$

$$S_{pa}(T) = \begin{cases} \left(1 + (2,5\beta - 1) \cdot \frac{T}{T_A}\right) \cdot a_c & , \quad \text{si } T < T_A \\ 2,5\beta \cdot a_c & , \quad \text{si } T_A \leq T \leq T_B \\ \left(K \cdot \frac{C}{T}\right) \cdot \beta \cdot a_c & , \quad \text{si } T_B < T \end{cases}$$

Siendo:

- $S_{pa}$  Espectro de pseudo-aceleraciones de la respuesta inelástica, en m/s<sup>2</sup>.
- $\beta$  Coeficiente de respuesta, definido por la expresión:  $\beta = \nu/\mu$ .
- $\nu$  Coeficiente dependiente del amortiguamiento, definido por la expresión:  
 $\nu = (5/\Omega)^{0,4}$
- $\mu$  Coeficiente de comportamiento por ductilidad, cuyo valor es 2, por tratarse de un edificio de pisos con soportes de hormigón y forjados reticulares con vigas planas, según indica el apartado 3.7.3.1 “*Coefficientes de respuesta  $\beta$* ” de la NCSE-02.
- $\Omega$  Amortiguamiento de la estructura como porcentaje del crítico, cuyo valor estimado en el proyecto es 5%.

Así pues, se calculan los valores de los parámetros necesarios para la determinación del espectro de pseudo-aceleraciones.

$$\nu = \left(\frac{5}{\Omega}\right)^{0,4} = \left(\frac{5}{5}\right)^{0,4} = 1$$

$$\beta = \frac{\nu}{\mu} = \frac{1}{2} = 0,5$$

Obtenidos dichos valores, la expresión que definen el espectro de pseudo-aceleraciones es la siguiente, representada en la *Figura 3-6*.

$$S_{pa}(T) = \begin{cases} 1,459 + 2,515 T & , \quad \text{si } T < 0,145 \\ 1,824 & , \quad \text{si } 0,145 \leq T \leq 0,580 \\ \frac{1,058}{T} & , \quad \text{si } 0,580 < T \end{cases}$$

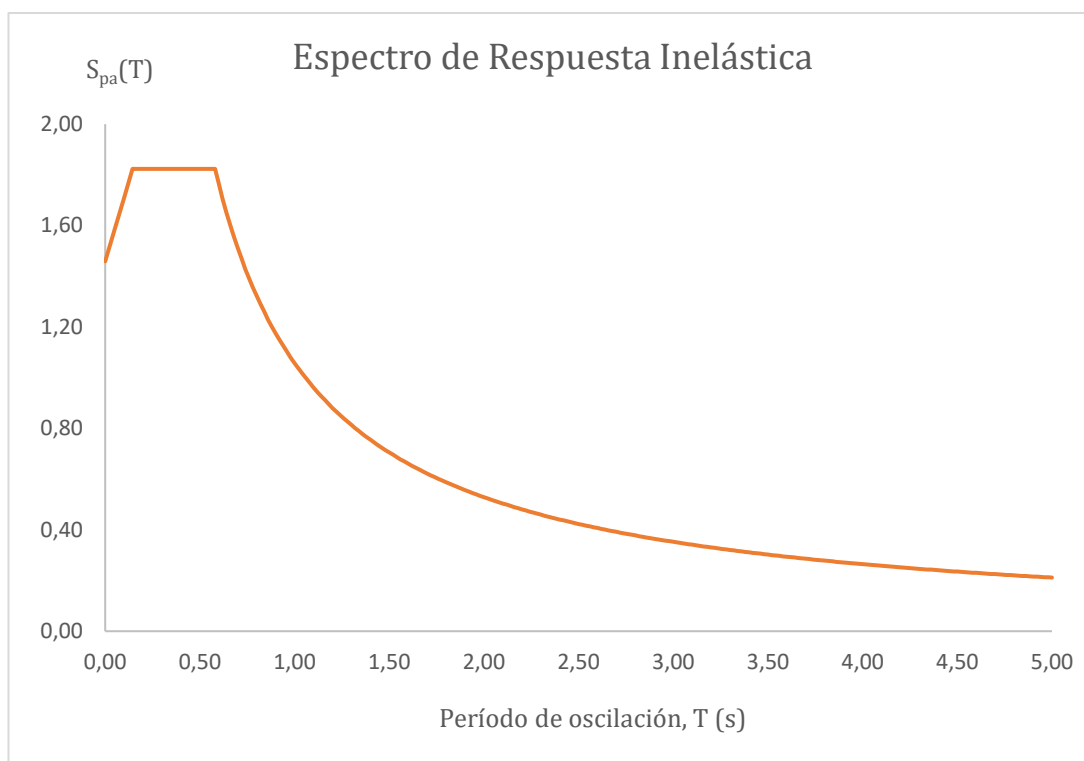


Figura 3-6: Espectro de pseudo-aceleraciones de cálculo (respuesta inelástica) en Playa de San Juan, Alicante.

#### 3.4.4.1.2 Análisis modal

Con el objeto de conocer los modos propios de vibración y sus frecuencias correspondientes se realiza el análisis modal de la estructura, indicando la norma NCSE-02 en su apartado 3.2. “*Masas que intervienen en el cálculo*” aquellas masas que se deben tener en cuenta en el cálculo de las sollicitaciones sísmicas. Dichas masas son las correspondientes a las de la propia estructura, las masas permanentes y, en este caso al tratarse de un edificio de viviendas, un 50% de las sobrecargas de uso.

Definidas las masas que intervienen, los análisis modales que se llevarán a cabo son los que siguen:

- Análisis modal con vectores propios. Se tienen en cuenta todos los modos de vibración en cualquier dirección. Con el objetivo de evitar tener en cuenta un número excesivo de modos de vibración, de los cuales una mayoría no representarían una influencia significativa, se recurre a las normativas de referencia:
  - Tanto el Eurocódigo 8. Parte 1 como la NCSE-02 indican que se deben incluir en esta serie de modos de vibración aquellos primeros, estando en orden creciente en función de la frecuencia de vibración, cuya suma de las masas modales eficaces representa como mínimo el 90% de la masa total de la estructura.
  - El Eurocódigo 8. Parte 1 señala que también se deberán tener en cuenta aquellos modos cuyas masas modales eficaces superan el 5% de la masa total de la estructura.
  - La NCSE-02 añade que como mínimo se considerarán dos modos de traslación y dos de rotación, y todos los modos con periodo de vibración superior al valor de  $T_A$ , el cual ha sido definido en el subapartado 3.4.4.1.1 “*Espectro de respuesta*” del presente documento.

- Análisis modal con vectores de Ritz en dirección X. Únicamente se tienen en cuenta modos de vibración en la dirección X, analizándose un solo modo de vibración en dicha dirección originado por la acción sísmica.
- Análisis modal con vectores de Ritz en dirección Y. Únicamente se tienen en cuenta modos de vibración en la dirección Y, analizándose un solo modo de vibración en dicha dirección originado por la acción sísmica.

#### 3.4.4.1.3 Casos de carga

Una vez definidos el espectro de respuesta de cálculo y los análisis modales, se realizan los casos de carga pertinentes para aceleraciones en cada dirección, resultando en los siguientes:

- SismoX: Análisis modal con vectores propios con aceleraciones en dirección X.
- SismoY: Análisis modal con vectores propios con aceleraciones en dirección Y.
- SismoX\_R: Análisis modal con vectores de Ritz en dirección X con aceleraciones en dirección X.
- SismoY\_R: Análisis modal con vectores de Ritz en dirección Y con aceleraciones en dirección Y.

En los terremotos Sismo X y Sismo Y, la respuesta de cada modo de vibración se combina con el resto mediante la regla CQC (Combinación cuadrática completa), como se indica la norma NCSE-02 en su apartado 3.6.2.4.

#### 3.4.4.1.4 Efectos de la torsión

En la normativa NCSE-02, concretamente en el apartado 3.2, indica que en aquellas construcciones en las que no coinciden el centro de masas y el de torsión, bien por irregularidad geométrica o mecánica, o bien por una distribución no uniforme de las masas, habrá que tener en cuenta el efecto de la torsión que se produce.

En el caso del presente edificio, al haber una terraza en voladizo que hay en todas las plantas (2,50 m de voladizo en de las plantas 1ª a 8ª y 4,00 m en la planta 9ª), situada en una de las fachadas, la estructura no es regular geométricamente.

Por este motivo, se debe tener en cuenta el efecto de la torsión en el análisis modal. El apartado 4.3 del Eurocódigo 8, recomienda aplicar en cada planta una serie de momentos de torsión respecto del eje vertical, cuya formulación se muestra a continuación:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

Siendo:

$M_{ai}$  Momento de torsión aplicado a la planta  $i$  respecto a su eje vertical.

$e_{ai}$  Excentricidad accidental de la masa de la planta  $i$ , para todas las direcciones consideradas, definida por la expresión:  $e_{ai} = \pm 0,05L_i$

$L_i$  Dimensión de la planta, perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

$F_i$  Fuerza horizontal que actúa sobre la planta  $i$ , para todas las direcciones consideradas

Dado que se han considerado casos de carga de la acción sísmica en dos direcciones (X e Y), se calcularán estos momentos torsores para cada una de ellas.

La formulación para la obtención de la fuerza horizontal sobre cada planta  $F_i$  es la que siguiente:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Siendo:

- $F_b$  Esfuerzo cortante sísmico en la base.
- $s_i, s_j$  Desplazamientos de las masas  $m_i, m_j$  para la deformada del modo fundamental.
- $m_i, m_j$  Masas de las plantas calculadas considerando la masa propia del forjado más la masa correspondiente a la carga muerta y el 50% de la masa de la sobrecarga de uso que actúa en dicha planta.

El esfuerzo cortante sísmico en la base  $F_b$  se calcula de la siguiente manera:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Siendo:

- $S_d(T_1)$  Ordenada del espectro de cálculo para el periodo  $T_1$ .
- $T_1$  Periodo fundamental de vibración del edificio para el movimiento de traslación en la dirección considerada.
- $m$  Masa total del edificio sobre la cimentación o sobre la parte superior de un sótano rígido, calculada considerando la masa propia del forjado más la masa correspondiente a la carga muerta y el 50% de la masa de la sobrecarga de uso que actúa en dicha planta.
- $\lambda$  Coeficiente de corrección, cuyo valor en este caso es igual a 1,0.

Al requerirse para el cálculo de la torsión generada a partir de la asimetría en planta del edificio de los desplazamientos de frente a la acción del sismo y el periodo del modo de vibración fundamental, es necesario realizar un primer cálculo de los modelos para, una vez extraídos los datos necesarios, aplicar la hipótesis de carga que representa la torsión. Una vez hecho esto, se procede a realizar el cálculo definitivo de los modelos para pasar a la fase de extracción de los resultados.

Se muestra en la *Tabla 3-3* las áreas de los forjados y las masas que intervienen en el análisis modal, y por tanto en el cálculo de momentos torsores a aplicar en cada una de las plantas.

En las tablas posteriores a la mencionada se realizan los cálculos descritos en este punto para la obtención de los momentos torsores que se generan en cada planta, en este caso debido a la irregularidad geométrica en planta.

Tabla 3-3: Áreas de forjados y masas que intervienen en el análisis modal.

	Área forjado (m <sup>2</sup> )	m <sub>i,DEAD</sub> (kN)	m <sub>i,CM</sub> (kN)	m <sub>i,0,5-SCU</sub> (kN)	m <sub>i,total</sub> (kN)	m <sub>i,total</sub> (kg)
Forjado 1	1662,34	8147,50	2493,51	4155,85	14796,87	1508345,30
Forjado 2	385,66	1967,17	1735,49	771,33	4473,99	456063,86
Forjado 3	385,66	1964,48	771,33	385,66	3121,47	318192,46
Forjado 4	385,66	1964,48	771,33	385,66	3121,47	318192,46
Forjado 5	385,66	1964,48	771,33	385,66	3121,47	318192,46
Forjado 6	385,66	1967,91	771,33	385,66	3124,90	318542,58
Forjado 7	385,66	1967,91	771,33	385,66	3124,90	318542,58
Forjado 8	385,66	1967,26	771,33	385,66	3124,25	318476,32
Forjado 9	385,66	1967,26	771,33	385,66	3124,25	318476,32
Forjado 10	385,66	1985,01	771,33	385,66	3142,00	320285,01
Forjado 11	385,66	1969,24	964,16	289,25	3222,65	328506,70
Forjado 12	42,38	227,18	127,15	21,19	375,51	38278,77
Suma		28059,89	11490,92	8322,93	47873,73	4880094,83

Tabla 3-4: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 1.

MODELO 1								
	Planta i	L <sub>i</sub> (m)	e <sub>ai</sub> (m)	S <sub>d</sub> (m/s <sup>2</sup> )	F <sub>b</sub> (kN)	s <sub>i</sub> (m)	F <sub>i</sub> (kN)	M <sub>ai</sub> (kNm)
SismoX	Sótano	40,60	2,030	0,598	2919,179	0,00008	2,619	5,317
	Baja	27,45	1,373			0,01068	107,747	147,882
	1	27,45	1,373			0,01752	123,319	169,256
	2	27,45	1,373			0,02453	172,661	236,977
	3	27,45	1,373			0,03142	221,158	303,540
	4	27,45	1,373			0,03809	268,402	368,382
	5	27,45	1,373			0,04445	313,218	429,891
	6	27,45	1,373			0,05041	355,141	487,431
	7	27,45	1,373			0,05585	393,466	540,032
	8	27,45	1,373			0,06074	430,347	590,651
	9	27,45	1,373			0,06502	472,496	648,501
Torreones	10,13	0,506	0,06921	58,605	29,669			
SismoY	Planta i	L <sub>i</sub> (m)	e <sub>ai</sub> (m)	S <sub>d</sub> (m/s <sup>2</sup> )	F <sub>b</sub> (kN)	s <sub>i</sub> (m)	F <sub>i</sub> (kN)	M <sub>ai</sub> (kNm)
	Sótano	51,66	2,583	0,641	3126,337	0,00077	29,582	76,410
	Baja	16,74	0,837			0,00858	99,821	83,550
	1	16,74	0,837			0,01413	114,694	95,999
	2	16,74	0,837			0,02033	165,020	138,122
	3	16,74	0,837			0,02688	218,187	182,622
	4	16,74	0,837			0,03352	272,383	227,985
	5	16,74	0,837			0,04015	326,259	273,079
	6	16,74	0,837			0,04663	378,836	317,086
	7	16,74	0,837			0,05291	429,857	359,790
	8	18,17	0,909			0,05950	486,142	441,660
9	16,74	0,837	0,06462			541,527	453,258	
Torreones	6,60	0,330	0,06557	64,028	21,129			

Tabla 3-5: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 2.

MODELO 2								
	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
SismoX	Sótano	40,60	2,030	0,420	2051,635	0,0158	195,148	396,150
	Baja	27,45	1,373			0,0312	116,353	159,694
	1	27,45	1,373			0,0401	104,091	142,865
	2	27,45	1,373			0,0485	125,895	172,791
	3	27,45	1,373			0,0567	147,293	202,160
	4	27,45	1,373			0,0649	168,710	231,555
	5	27,45	1,373			0,0730	189,874	260,603
	6	27,45	1,373			0,0810	210,714	289,205
	7	27,45	1,373			0,0888	230,971	317,008
	8	27,45	1,373			0,0963	251,793	345,585
	9	27,45	1,373			0,1033	277,145	380,382
Torreones	10,13	0,506	0,1077	33,648	17,034			
SismoY	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
	Sótano	51,66	2,583	0,454	2217,317	0,0136	208,945	539,706
	Baja	16,74	0,837			0,0267	123,548	103,410
	1	16,74	0,837			0,0344	110,975	92,886
	2	16,74	0,837			0,0419	135,413	113,340
	3	16,74	0,837			0,0493	159,359	133,384
	4	16,74	0,837			0,0566	182,925	153,108
	5	16,74	0,837			0,0637	205,896	172,335
	6	16,74	0,837			0,0706	228,363	191,139
	7	16,74	0,837			0,0774	250,209	209,425
	8	18,17	0,909			0,0839	272,928	247,955
9	16,74	0,837	0,0902			300,802	251,771	
Torreones	6,60	0,330	0,0977	37,954	12,525			

Tabla 3-6: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 3.

MODELO 3								
	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
SismoX	Sótano	40,60	2,030	0,484	2362,957	0,0176	282,978	574,446
	Baja	27,45	1,373			0,0288	140,154	192,362
	1	27,45	1,373			0,0354	120,362	165,197
	2	27,45	1,373			0,0420	142,495	195,575
	3	27,45	1,373			0,0486	165,002	226,465
	4	27,45	1,373			0,0553	187,949	257,960
	5	27,45	1,373			0,0620	210,908	289,472
	6	27,45	1,373			0,0687	233,649	320,684
	7	27,45	1,373			0,0753	255,914	351,242
	8	27,45	1,373			0,0816	278,911	382,805
	9	27,45	1,373			0,0875	306,916	421,242
Torreones	10,13	0,506	0,0923	37,718	19,095			
SismoY	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
	Sótano	51,66	2,583	0,605	2952,150	0,0155	363,075	937,823
	Baja	16,74	0,837			0,0265	187,850	157,231
	1	16,74	0,837			0,0320	158,502	132,666
	2	16,74	0,837			0,0376	185,838	155,546
	3	16,74	0,837			0,0430	212,630	177,971
	4	16,74	0,837			0,0482	238,863	199,928
	5	16,74	0,837			0,0533	263,957	220,932
	6	16,74	0,837			0,0582	287,866	240,944
	7	16,74	0,837			0,0627	310,568	259,946
	8	18,17	0,909			0,0679	337,842	306,929
9	16,74	0,837	0,0710			362,793	303,658	
Torreones	6,60	0,330	0,0712	42,367	13,981			



Tabla 3-7: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 4.

MODELO 4								
	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
SismoX	Sótano	40,60	2,030	0,445	2173,506	0,0165	227,336	461,492
	Baja	27,45	1,373			0,0304	126,260	173,291
	1	27,45	1,373			0,0383	111,084	152,462
	2	27,45	1,373			0,0459	133,123	182,711
	3	27,45	1,373			0,0535	154,959	212,681
	4	27,45	1,373			0,0610	176,903	242,799
	5	27,45	1,373			0,0684	198,627	272,616
	6	27,45	1,373			0,0758	219,960	301,895
	7	27,45	1,373			0,0829	240,655	330,299
	8	27,45	1,373			0,0897	261,868	359,414
	9	27,45	1,373			0,0961	287,642	394,788
Torreones	10,13	0,506	0,1006	35,090	17,764			
SismoY	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
	Sótano	51,66	2,583	0,519	2534,807	0,0144	264,539	683,303
	Baja	16,74	0,837			0,0270	149,569	125,189
	1	16,74	0,837			0,0339	130,998	109,645
	2	16,74	0,837			0,0408	157,534	131,856
	3	16,74	0,837			0,0475	183,534	153,618
	4	16,74	0,837			0,0540	208,901	174,850
	5	16,74	0,837			0,0603	233,161	195,155
	6	16,74	0,837			0,0663	256,307	214,529
	7	16,74	0,837			0,0720	278,364	232,991
	8	18,17	0,909			0,0782	304,155	276,325
9	16,74	0,837	0,0824			328,905	275,293	
Torreones	6,60	0,330	0,0835	38,842	12,818			

Tabla 3-8: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 5.

MODELO 5								
	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
SismoX	Baja	27,45	1,373	0,637	3106,211	0,00730	87,018	119,433
	1	27,45	1,373			0,01357	112,858	154,897
	2	27,45	1,373			0,02040	169,661	232,860
	3	27,45	1,373			0,02729	226,963	311,507
	4	27,45	1,373			0,03404	283,413	388,984
	5	27,45	1,373			0,04051	337,281	462,918
	6	27,45	1,373			0,04655	387,489	531,828
	7	27,45	1,373			0,05206	433,355	594,779
	8	27,45	1,373			0,05697	476,919	654,572
	9	27,45	1,373			0,06125	525,911	721,813
Torreones	10,13	0,506	0,06531	65,343	33,080			
SismoY	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
	Baja	16,74	0,837	0,696	3394,962	0,00536	78,065	65,341
	1	16,74	0,837			0,01014	103,037	86,242
	2	16,74	0,837			0,01586	161,161	134,892
	3	16,74	0,837			0,02214	224,975	188,304
	4	16,74	0,837			0,02867	291,650	244,111
	5	16,74	0,837			0,03528	358,891	300,392
	6	16,74	0,837			0,04179	425,027	355,747
	7	16,74	0,837			0,04812	489,406	409,633
	8	18,17	0,909			0,05481	560,613	509,317
9	16,74	0,837	0,05988			628,192	525,797	
Torreones	6,60	0,330	0,06049	73,945	24,402			

Tabla 3-9: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 6.

MODELO 6								
	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
SismoX	Baja	27,45	1,373	0,813	3967,651	0,0073	131,737	180,809
	1	27,45	1,373			0,0125	156,518	214,821
	2	27,45	1,373			0,0181	226,773	311,247
	3	27,45	1,373			0,0237	297,029	407,672
	4	27,45	1,373			0,0291	365,256	501,313
	5	27,45	1,373			0,0343	429,996	590,169
	6	27,45	1,373			0,0391	490,007	672,535
	7	27,45	1,373			0,0434	544,378	747,159
	8	27,45	1,373			0,0472	595,556	817,401
	9	27,45	1,373			0,0504	652,186	895,125
	Torreones	10,13	0,506			0,0519	78,215	39,597
SismoY	Baja	16,74	0,837	0,968	4722,702	0,0054	145,187	121,521
	1	16,74	0,837			0,0092	172,647	144,506
	2	16,74	0,837			0,0135	253,917	212,529
	3	16,74	0,837			0,0180	339,347	284,033
	4	16,74	0,837			0,0226	425,074	355,787
	5	16,74	0,837			0,0270	507,866	425,084
	6	16,74	0,837			0,0311	585,693	490,225
	7	16,74	0,837			0,0349	657,428	550,267
	8	18,17	0,909			0,0388	734,687	667,463
	9	16,74	0,837			0,0413	802,999	672,110
	Torreones	6,60	0,330			0,0432	97,857	32,293

Tabla 3-10: Cálculo del momento torsor para cada planta y dirección del sismo en el Modelo 7.

MODELO 7								
	Planta $i$	$L_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	$S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_b$ (kN)	$s_i$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
SismoX	Baja	27,45	1,373	0,694	3385,054	0,0073	97,459	133,762
	1	27,45	1,373			0,0136	126,242	173,267
	2	27,45	1,373			0,0202	188,389	258,564
	3	27,45	1,373			0,0269	250,751	344,156
	4	27,45	1,373			0,0334	311,425	427,431
	5	27,45	1,373			0,0396	368,765	506,130
	6	27,45	1,373			0,0452	421,682	578,758
	7	27,45	1,373			0,0504	469,604	644,531
	8	27,45	1,373			0,0549	515,056	706,915
	9	27,45	1,373			0,0590	567,248	778,548
	Torreones	10,13	0,506			0,0611	68,433	34,644
SismoY	Baja	16,74	0,837	0,796	3886,126	0,0054	102,966	86,182
	1	16,74	0,837			0,0099	132,609	110,994
	2	16,74	0,837			0,0150	200,901	168,155
	3	16,74	0,837			0,0204	272,887	228,407
	4	16,74	0,837			0,0258	345,426	289,122
	5	16,74	0,837			0,0310	415,870	348,083
	6	16,74	0,837			0,0360	482,650	403,978
	7	16,74	0,837			0,0407	545,672	456,727
	8	18,17	0,909			0,0455	612,609	556,555
	9	16,74	0,837			0,0497	686,419	574,533
	Torreones	6,60	0,330			0,0547	88,116	29,078

### 3.5 Combinaciones de acciones

A efectos del presente documento solo se consideran las combinaciones de acciones de estado límite último, por estar presente en ellas las acciones de tipo accidental, como es el sismo, a diferencia de las comprobaciones de estado límite de servicio. Por tanto, estas últimas se obviarán por no proceder con el objetivo de este estudio.

### 3.5.1 Coeficientes parciales de seguridad

#### 3.5.1.1 Estado Límite Último

Los coeficientes de seguridad parcial de los materiales son los mostrados en la *Tabla 3-11*.

*Tabla 3-11: Coeficientes parciales de seguridad para materiales para la comprobación de los Estados Límite Últimos (UNE-EN 1992-1-1).*

Situaciones de proyecto	$\gamma_c$ para hormigón	$\gamma_s$ para acero de armadura pasiva	$\gamma_s$ para acero de armadura activa
Persistente y transitoria	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,2	1,0	1,0

Los coeficientes de seguridad parcial de las acciones son los mostrados en la *Tabla 3-12* y en la *Tabla 3-13*.

*Tabla 3-12: Coeficientes parciales de seguridad de las acciones para la comprobación de Estados Límite Últimos en situaciones permanentes y transitorias (UNE-EN 1990:2019).*

Situaciones de proyecto permanentes y transitorias	Acciones permanentes		Acción variable(*) dominante	Acciones variables concomitantes	
	Desfavorables	Favorables		Principal (si hubiera alguna)	Otras
Ecuación 6.10	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>(*) Las acciones variables son las consideradas en la tabla A1.1.</p> <p>NOTA 1 Los valores <math>\gamma</math> pueden establecerse en el anexo nacional. Los valores recomendados de <math>\gamma</math> son:</p> <p><math>\gamma_{G,j,sup} = 1,10</math></p> <p><math>\gamma_{G,j,inf} = 0,90</math></p> <p><math>\gamma_{Q,1} = 1,50</math> cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)</p> <p><math>\gamma_{Q,i} = 1,50</math> cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)</p> <p>NOTA 2 En los casos en que la verificación del equilibrio estático también comprenda la resistencia de los elementos estructurales, como una alternativa a las dos verificaciones por separado basadas en las tablas A1.2(A) y A1.2(B), se puede adoptar una verificación combinada, basada en la tabla A1.2(A), si lo permite el anexo nacional, con el siguiente conjunto de valores recomendados. Los valores recomendados se pueden modificar en el anexo nacional:</p> <p><math>\gamma_{G,j,sup} = 1,35</math></p> <p><math>\gamma_{G,j,inf} = 1,15</math></p> <p><math>\gamma_{Q,1} = 1,50</math> cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)</p> <p><math>\gamma_{Q,i} = 1,50</math> cuando sea desfavorable (0 cuando sea favorable)</p> <p>siempre que la aplicación de <math>\gamma_{G,j,inf} = 1,00</math> tanto a la parte favorable como a la desfavorable de las acciones permanentes no produzca un efecto más desfavorable.</p>					

Tabla 3-13: Coeficientes parciales de seguridad de las acciones para la comprobación de Estados Límite Últimos en situaciones accidentales y sísmicas (UNE-EN 1990:2019).

Situación de proyecto	Acciones permanentes		Acción accidental o sísmica dominante	Acciones variables (**) concomitantes	
	Desfavorables	Favorables		Principal (si hubiera alguna)	Otras
Accidental (*) (Ecuación 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$A_d$	$\psi_{11}$ o $\psi_{21} Q_{k1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Sísmica (Ecuación 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\gamma A_{EK}$ o $A_{Ed}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	
(*) En el caso de situaciones de proyecto accidentales, la acción variable principal puede tomarse con sus valores frecuentes o, como en las combinaciones sísmicas de acciones, con sus valores casi-frecuentes. La elección estará en el anexo nacional, dependiendo de la acción accidental considerada. Véase también la Norma EN 1991-1-2.					
(**) Las acciones variables son las consideradas en la tabla A1.1					

En las situaciones de proyecto accidentales y sísmicas para estados límite últimos, los coeficientes parciales de las acciones deben ser de valor igual a 1,00.

### 3.5.1.2 Estado Límite de Servicio

En el caso de las combinaciones de los estados límite de servicio los coeficientes parciales de seguridad tanto de los materiales como de las acciones deben tomarse como 1.

### 3.5.2 Coeficientes de simultaneidad

Los coeficientes de simultaneidad son los mostrados en la *Tabla 3-14*.

Tabla 3-14: Coeficientes de simultaneidad,  $\Psi$  (UNE-EN 1990:2019).

Acción	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas en edificios, categoría (véase la Norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0,7	0,5	0,3
Categoría B: zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Categoría C: zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Categoría D: zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Categoría F: zona de tráfico, peso del vehículo $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Categoría G: zona de tráfico, $30$ kN < peso del vehículo $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios (véase la Norma EN 1991-1-3)*			
Finlandia, Islandia, Noruega, Suecia	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas H > 1 000 m sobre el nivel del mar	0,70	0,50	0,20
Resto de los Estados miembro del CEN, para sitios localizados a alturas H $\leq 1$ 000 m sobre el nivel del mar	0,50	0,20	0
Cargas de viento en edificios (véase la Norma EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (no la debida a incendio) en edificios (véase la Norma EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTA Los valores de $\psi$ pueden establecerse mediante los anexos nacionales.			
* Para los países que no se citan, véanse las condiciones locales correspondientes.			

### 3.5.3 Combinación de acciones

#### 3.5.3.1 Estado Límite Último

Las combinaciones principales se centran en la situación de proyecto sísmica, cuya expresión es la siguiente:

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

Siendo:

$G_{k,j}$  Valor característico de una acción permanente  $j$ .

$P$  Valor representativo relevante de una acción de pretensado.

$A_{Ed}$  Valor de cálculo una acción sísmica.

$\Psi_{2,i}$  Factor de simultaneidad del valor cuasi-permanente de una acción variable.

$Q_{k,i}$  Valor característico de la acción variable asociada  $i$ .

#### 3.5.3.2 Estado Límite de Servicio

Según lo indicado en el apartado 4.4.3 del Eurocódigo 8, para las comprobaciones de “limitaciones de daño” solo se tiene en cuenta la acción sísmica, incluidos los efectos de la torsión que se generan, sin combinarla con el resto de las acciones, ya sean permanentes o variables. Se muestran en el punto 3.7.4 las combinaciones resultantes.

## 3.6 Definición y modelización de los elementos del modelo

### 3.6.1 Descripción

Para el estudio del edificio en cuestión se han realizado tres grupos de modelos, tratados con análisis elástico y lineal, y la acción sísmica representada mediante espectros de respuesta, calculados en el apartado 3.4.4.1.1 “*Espectro de respuesta*” del presente documento:

- En el primer grupo, se representa el edificio sin modelizar los cerramientos de las fachadas.
- El segundo es idéntico al primer grupo, salvo por la modelización de los cerramientos de fachada con las mismas características de la obra de fábrica.
- El tercero es idéntico al primer grupo, salvo por la modelización de los cerramientos de fachada características de la obra de fábrica, en el cual se incluyó la tecnología SISBRICK.

En la *Figura 3-7* y *Figura 3-8* se muestra, respectivamente, un modelo en el que se modela la planta sótano y otro en el que no se modela, empleados en el análisis, en los cuales se pueden observar algunas de las secciones presentes.

Se definen en los siguientes puntos los materiales presentes en los modelos y las secciones presentes en los diferentes modelos.

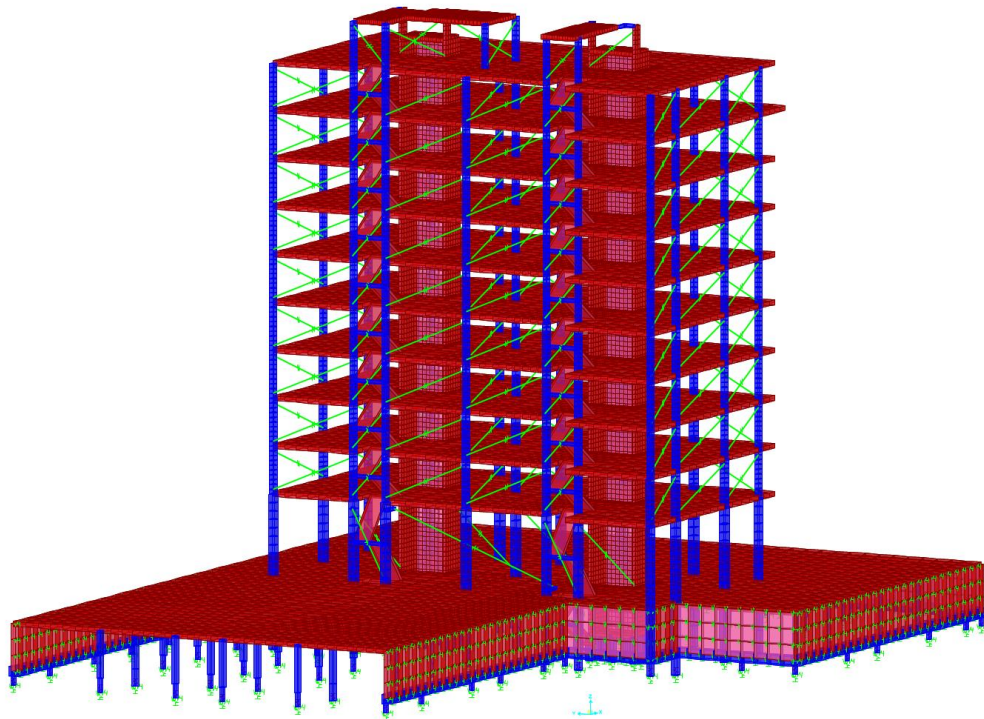


Figura 3-7: Modelo del edificio con sótano.

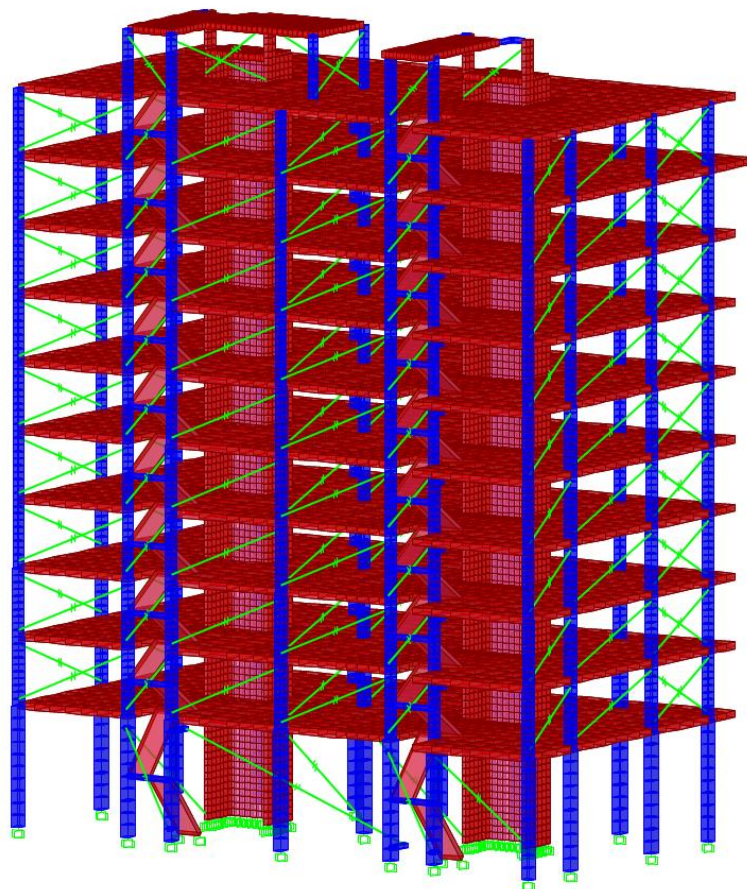


Figura 3-8: Modelo del edificio sin sótano.

### 3.6.2 Definición de materiales

De cada material se indican su peso específico, módulo de Young, coeficiente de Poisson y en qué elementos se emplea, estando estos valores reflejados en la *Tabla 3-15*, mientras que en la *Tabla 3-16* se indica en que elementos del modelo se ha empleado cada material.

Ya que el análisis es elástico-lineal, no es necesario definir en el programa las características de las armaduras pasivas de los elementos de hormigón armado. Por otra parte, los valores del módulo de Young del hormigón se han obtenido de la expresión indicada en el Eurocódigo 2. Parte 1, en la *Tabla 3.1*, mientras que en el caso de la obra de fábrica no se les asigna un peso específico por estar incluido en la hipótesis de cargas muertas.

*Tabla 3-15: Materiales empleados y sus características.*

Material	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de Elasticidad (MPa)	Coficiente de Poisson
HA-25	25,00	31000	0,20
HA-25_A1	16,34	31000	0,20
HA-25_A2	17,00	31000	0,20
HA-25_A3	17,16	31000	0,20
HA-25_A4	17,87	31000	0,20
HA-30	25,00	33000	0,20
HA-50	25,00	37000	0,20

*Tabla 3-16: Uso de los materiales en el modelo.*

Material	Uso
HA-25	Vigas bajo muros y vigas auxiliares de escaleras y cerramientos
HA-25_A1	Forjado 1 (Planta baja)
HA-25_A2	Forjados del 2 al 9 y 11 (Plantas de la 1 a la 8 y 10 )
HA-25_A3	Forjado 10 (Planta 9)
HA-25_A4	Forjado 12 (Torreones)
HA-30	Pilares, pantallas, muros de sótano y encepados de los pilotes
HA-50	Pilotes de la cimentación

### 3.6.3 Definición de secciones

#### 3.6.3.1 Pilares

Se muestra en la *Tabla 3-17* las secciones, y su código correspondiente, de los pilares y presentes en el edificio, cuyo material de todos ellos es un hormigón HA-30.

*Tabla 3-17: Secciones de pilares. Dimensiones en cm.*

PILARES					
Código	Sección	Código	Sección	Código	Sección
P1	30x30	P5	50X30	P9	55x35
P2	35x30	P6	50x35	P10	60x30
P3	40X30	P7	50x40	P11	60x40
P4	45X30	P8	55X30	P12	70x40

### 3.6.3.2 Pantallas

Las pantallas se modelizan como elementos planos, mostrándose en la tabla siguiente las secciones de pantallas empleadas con sus características.

Tabla 3-18: Secciones de las pantallas y sus características.

Código	Material	Funcionamiento	Espesor (m)
PA	HA-30	Shell Thick	0,20

### 3.6.3.3 Diagonales de mampostería

Las diagonales que simulan los cerramientos se definen mediante enlaces, a los cuales se decide no darles masa al estar incluida en las cargas muertas asignadas a cada planta del edificio. Por otro lado, al ser diagonales articuladas en sus extremos, la única dirección de funcionamiento será la principal en ejes locales de las diagonales (dirección U1 en SAP2000), asignando para dicha dirección la rigidez del elemento.

Tabla 3-19: Rigideces de los enlaces de obra de fábrica convencional.

Enlace	Rigidez (kN/m)
LINK_1	136450,57
LINK_2	145222,39
LINK_3	171537,86
LINK_4	199192,10
LINK_5	226310,96
LINK_6	229376,95
LINK_7	230691,50

Tabla 3-20: Rigideces de los enlaces de obra de fábrica con elementos aisladores.

Enlace	Rigidez (kN/m)
LINK_1	28654,62
LINK_2	30496,70
LINK_3	36022,95
LINK_4	41830,34
LINK_5	47525,30
LINK_6	48169,16
LINK_7	48445,21

A los materiales que componen la obra de fábrica no se les asigna peso específico por formar parte de las cargas muertas.

Debido a que el software SAP2000 realiza los cálculos modales sin tener en cuenta la no linealidad, es necesario realizar algunos cambios en la manera de modelar la obra de fábrica (la más intuitiva sería con dos diagonales que trabajaran únicamente a compresión), por lo que se decide modelar como una única diagonal pero que trabaja de igual manera a tracción como a compresión. De esta manera se consigue el mismo resultado que si se pudieran realizar los cálculos modales teniendo en cuenta la no linealidad de los materiales.



Para representar los cerramientos en el software se emplea la opción de dibujar los enlaces mediante 2 puntos, ya que hay que tener en cuenta que los extremos de las diagonales no se localizan en los vértices del marco, sino que se encuentran desplazados de dichos puntos un valor igual al de las longitudes de contacto entre la biela y el marco ( $\alpha_h$  y  $\alpha_L$ ), cuyo cálculo se indica en el subapartado 3.6.5 del presente documento. A pesar ello, para simplificar su representación en el modelo, se decide que los dos puntos que forman los enlaces estén en los pilares, es decir, que se prescinde de la longitud de contacto horizontal. Esta decisión se basa en que, de las cargas que generan los enlaces, una mayor parte se la llevan los pilares en forma de esfuerzo cortante, por lo que resulta una situación más desfavorable suponer que los extremos de los enlaces están situados ambos en los pilares únicamente.

### 3.6.3.4 Forjados

Los forjados se modelizan como elementos planos, mostrándose en la tabla siguiente las diferentes secciones de forjado empleadas con sus características.

Tabla 3-21: Secciones de los forjados y sus características.

Código	Material	Funcionamiento	Canto (m)
F1	HA-25_A1		0,30
F2-9,11	HA-25_A2	Shell Thick	0,30
F10	HA-25_A3		0,30
F12	HA-25_A4		0,30

Ya que lo único que motiva la definición de diferentes secciones de forjado son las diferencias en los valores de los pesos por unidad de superficie, la diferencia entre las secciones es simplemente el peso específico que se le asigna a cada forjado. Así pues, se indica en el punto 3.6.2 “Definición de materiales” los forjados en los que se emplea cada material.

### 3.6.3.5 Muros de sótano

Los muros perimetrales de la planta sótano se modelizan como elementos planos, mostrándose en la tabla siguiente la sección de los muros empleada.

Tabla 3-22: Secciones de los muros y sus características.

Código	Material	Funcionamiento	Espesor (m)
MURO	HA-30	Shell Thick	0,30

Las vigas bajo los muros de la planta de sótano se modelan como elementos lineales. Se indican sus propiedades:

Tabla 3-23: Secciones de vigas bajo muro y sus características. Dimensiones en cm.

Código	Material	Sección
VBM	HA-25	60x60

### 3.6.3.6 Escaleras

Las escaleras que conectan las plantas del edificio se modelan como elementos planos de las siguientes características:

Tabla 3-24: Secciones de escalera y sus características.

Código	Material	Funcionamiento	Espesor (m)
ESCALERA	HA-25	Shell Thick	0,20

### 3.6.4 Modelización de la interacción suelo-estructura

La NCSE-02 comenta en su apartado 3.4 que se puede hacer un estudio específico de la interacción suelo-estructura sin que con ello pueda reducirse la acción sísmica más de un 30% del valor que se obtendría con la construcción supuesta sobre base rígida.

Esta diferencia en la modelización de la cimentación del edificio afecta principalmente a las frecuencias de los modos de vibración, por lo que de cada uno de los 3 modelos se realizarán dos versiones, una con una cimentación como empotramientos perfectos y otra con una cimentación que simule la interacción suelo-estructura.

La forma de llevar a cabo la modelización de la interacción suelo-estructura es la indicada en la normativa Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera, en el libro Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones, de Braja M. Das y la normativa americana ATC-40.

La GCOC propone una serie de formulaciones para la obtención de las rigideces de los grupos de pilotes que componen la cimentación del edificio. La propia normativa recomienda su cálculo, si se quiere representar la interacción entre el suelo y la estructura. En primer lugar, se deben calcular las rigideces de un pilote aislado, para posteriormente a partir de esas rigideces modificarlas para obtener las rigideces de cada pilote que compone el grupo.

#### 3.6.4.1 Rigidez vertical de un pilote aislado

La rigidez vertical de un pilote aislado se calcula como el cociente entre la compresión vertical a la que está sometido el pilote y el asiento que sufre debido a dicha acción. Sin embargo, la GCOC recomienda, debido a la dificultad de relacionar la rigidez vertical con los parámetros del terreno, el empleo de la siguiente expresión:

$$K_v = \frac{N_p}{s} = \frac{1}{\frac{D}{40Q_h} + \frac{L_c}{A \cdot E}}$$

Siendo:

$K_v$  Rigidez vertical del pilote aislado.

$N_p$  Compresión vertical a la que se encuentra sometido el pilote.

$s$  Asiento de la cabeza del pilote aislado, al estar sometido a una compresión vertical de valor  $N_p$ .

$D$  Diámetro del pilote.

- $L_c$  Longitud de cálculo, que al tratarse de un pilote que trabaja tanto por fuste como por punta, su valor es la longitud del pilote.
- $Q_h$  Carga de hundimiento del pilote aislado.
- $A$  Área neta de la sección transversal del pilote.
- $E$  Módulo de elasticidad del pilote.

La longitud de los pilotes, extraída de las mediciones del presupuesto del proyecto del edificio, es de 24 metros. Debido a que la sección transversal de los pilotes es cuadrada, la obtención del área de la sección es sencillamente el cuadrado del lado de la sección. Por otro lado, al requerir la expresión anterior el diámetro de la sección, se obtiene el diámetro de una sección circular equivalente que tenga la misma área que la sección rectangular.

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4l^2}{\pi}}$$

Siendo:

- $D_{eq}$  Diámetro de la sección circular equivalente a la sección cuadrada del pilote.
- $l$  Lado de la sección cuadrada del pilote.

El módulo de elasticidad del pilote viene definido en el apartado 3.3.1. “*Hormigón estructural*” del presente documento, que al tratarse de un hormigón HA-50 el módulo que se emplea es el correspondiente a los 28 días ( $E_{cm} = 37000$  MPa).

Para la carga de hundimiento del pilote aislado se emplean valores de los parámetros de los que depende, como son la resistencia unitaria por punta y la resistencia unitaria por fuste, tomados ambos de los ensayos realizados para la redacción del estudio geotécnico del edificio. La obtención de la carga de hundimiento se basa en la siguiente expresión:

$$Q_h = q_p \cdot A + \tau_f \cdot A_l$$

Siendo:

- $q_p$  Resistencia unitaria por punta de un pilote aislado para el terreno existente en la localización del edificio de estudio, cuyo valor calculado en el estudio geotécnico es de 5,49 MPa.
- $\tau_f$  Resistencia unitaria por fuste de un pilote aislado para el terreno existente en la localización del edificio de estudio, cuyos valores calculados en el estudio geotécnico se muestran en la *Tabla 3-25*.
- $A_l$  Área lateral del pilote.

*Tabla 3-25: Valores de la resistencia al fuste unitaria en el punto medio de cada estrato.*

	Inicio	Fin	$\tau_f$ (kPa)
Limos arenosos	0,0	8,5	25,50
Arcillas limosas	8,5	14,0	43,65
Limos arenosos	14,0	24,0	63,00
Gravas	24,0	28,0	118,00

Conociendo estos valores, los resultados de las operaciones a realizar se recogen en la siguiente tabla:

Tabla 3-26: Valores de la rigidez vertical y los parámetros de los que depende para cada tipo de pilote.

Tipo de pilote	T-235	T-300	T-350	T-400
Lado (m)	0,235	0,300	0,350	0,400
$D_{eq}$ (m)	0,265	0,339	0,395	0,451
$Q_h$ (kN)	1324,249	1797,390	2192,855	2615,720
$K_v$ (kN/m)	59695,820	83923,496	102065,962	119504,413

### 3.6.4.2 Longitud empotramiento equivalente de un pilote aislado

En las soluciones semianalíticas que propone la GCOC, la interacción entre el pilote y el terreno se asimila a un pilote equivalente sin terreno que se compone de dos partes: una primera parte exenta de las mismas características mecánicas del pilote, y una segunda parte enterrada, de longitud igual a la longitud de empotramiento equivalente ( $L_{eq}$ ) más corta que la real. En la parte inferior del pilote equivalente queda sujeto mediante unos resortes que simulan la deformabilidad del terreno.

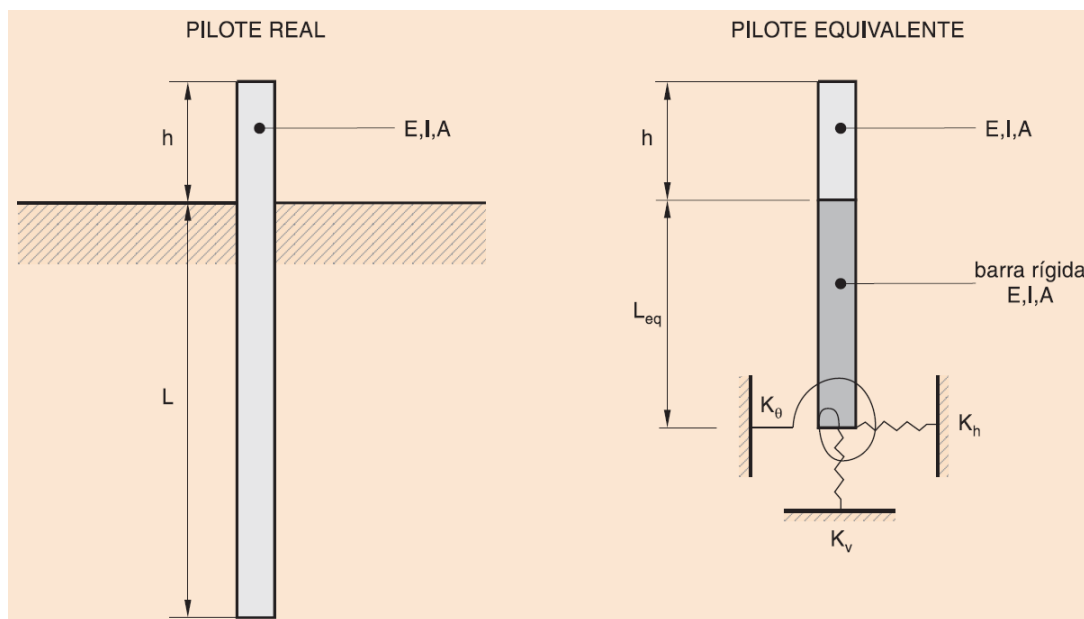


Figura 3-9: Barra equivalente para el cálculo de movimientos de pilotes. (Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera).

La formulación que aporta la norma para el cálculo de esta longitud equivalente se muestra a continuación:

$$L_{eq} = \left( 1,10 + 0,15 \ln \frac{L}{T} \right) \cdot T \leq 0,8 T$$

Siendo:

$L_{eq}$  Longitud de empotramiento equivalente del pilote.

$L$  Longitud real enterrada del pilote, cuyo valor es de 24 m.

- $T$  Longitud elástica del pilote, cuya expresión, al ser los materiales finos los predominantes en el terreno presente en el emplazamiento del edificio, es:
- $$T = \left( E \cdot I / 75 s_u \right)^{0,25}$$
- $I$  Momento de inercia de la sección recta horizontal, respecto a un eje que pasa por el centro de gravedad y es perpendicular a la dirección de la acción.
- $s_u$  Resistencia al corte sin drenaje (valor medio).

Al no quedar reflejado en el estudio geotécnico los valores de la resistencia al corte sin drenaje de cada estrato, se estima su valor con los valores de la resistencia por fuste unitaria de la *Tabla 3-25*, mediante el uso de la siguiente expresión indicada en el CTE-DB-SE-C y en la GCOC:

$$\tau_f = 100s_u / 100 + s_u$$

Esto resulta en los siguientes valores de la resistencia al corte sin drenaje, con una media ponderada de valor 100,82 kPa.

*Tabla 3-27: Valores de la resistencia al corte sin drenaje en el punto medio de cada estrato.*

	Inicio	Fin	$s_u$ (kPa)
Limos arenosos	0,0	8,5	34,23
Arcillas limosas	8,5	14,0	77,46
Limos arenosos	14,0	24,0	170,27

Con estos valores, se calcula la longitud elástica del pilote y con ello la longitud de empotramiento equivalente, tal y como se muestra en.

*Tabla 3-28: Valores de la longitud de empotramiento equivalente y los parámetros de los que depende para cada tipo de pilote.*

Tipo pilote	T-235	T-300	T-350	T-400
I (m <sup>4</sup> )	2,542E-04	6,750E-04	1,251E-03	2,133E-03
T (m)	1,056	1,348	1,573	1,797
$L_{eq}$ (m)	0,845	1,078	1,258	1,438

### 3.6.4.3 Rigidez horizontal de un pilote aislado

La GCOC indica que, para las soluciones semianalíticas, el cálculo de las deformaciones de los pilotes en suelos se ha realizado mediante técnicas de diferencias finitas para suelos arenosos y arcillosos.

$$K_h = \left( 0,68 + 0,20 \ln \frac{L}{T} \right) \cdot \frac{E \cdot I}{T^3} \leq \frac{E \cdot I}{T^3}$$

Siendo:

$K_h$  Rigidez horizontal del pilote aislado.

Conocidos los valores de los parámetros, los resultados de las operaciones a realizar se recogen en la siguiente tabla:

Tabla 3-29: Valores de la rigidez horizontal y los parámetros de los que depende para cada tipo de pilote.

Tipo de pilote	T-235	T-300	T-350	T-400
I (m <sup>4</sup> )	2,542E-04	6,750E-04	1,251E-03	2,133E-03
T (m)	1,056	1,348	1,573	1,797
K <sub>h</sub> (kN/m)	7985,086	10193,727	11892,682	13591,636

### 3.6.4.4 Rigidez rotacional de un pilote aislado

De igual manera que para la rigidez horizontal se emplean las soluciones semianalíticas propuestas por la GCOC, para calcular la rigidez rotacional para el caso de un pilote aislado.

$$K_{\theta} = \left(0,30 + 0,20 \ln \frac{L}{T}\right) \cdot \frac{E \cdot I}{T} \leq 0,6 \frac{E \cdot I}{T}$$

Conociendo los valores necesarios, los resultados de las operaciones han de realizarse se recogen en la siguiente tabla:

Tabla 3-30: Valores de la rigidez rotacional y los parámetros de los que depende para cada tipo de pilote.

Tipo de pilote	T-235	T-300	T-350	T-400
I (m <sup>4</sup> )	2,542E-04	6,750E-04	1,251E-03	2,133E-03
T (m)	1,056	1,348	1,573	1,797
K <sub>θ</sub> (kN/m)	5342,843	11115,592	17651,148	26348,069

### 3.6.4.5 Rigidez vertical del grupo de pilotes

Para el cálculo de la rigidez vertical de los grupos de pilotes se recurre al libro Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones, de Braja M. Das, concretamente al concepto de eficiencia de grupo, que la define como sigue:

$$\eta = \frac{Q_{h,grupo}}{\sum Q_h}$$

Siendo:

$\eta$  Eficiencia del grupo de pilotes.

$Q_{h,grupo}$  Carga de hundimiento del grupo de pilotes.

$\sum Q_h$  Suma de las cargas de hundimiento de cada pilote del grupo sin el efecto del grupo.

Debido a que una incógnita habitual es la carga de hundimiento del grupo de pilotes, se propone en dicho libro una serie de formulaciones para estimar la eficiencia del grupo, que en este caso se ha optado por emplear la Ecuación de Converse-Labarre, cuya expresión es:

$$\eta = 1 - \left[ \frac{(n_1 - 1) \cdot n_2 + (n_2 - 1) \cdot n_1}{90n_1 \cdot n_2} \right] \cdot \theta$$

Siendo:

$n_1$  y  $n_2$  Número de pilotes por fila y por columna, respectivamente, del grupo.

$\theta$  Ángulo en grados definido por la expresión:  $\theta = \tan^{-1}(D/d)$ .

$d$  Separación entre los pilotes.

De nuevo, al tratarse de pilotes cuadrados, se empleará el diámetro de la sección circular equivalente.

Conocida la eficiencia del grupo se puede obtener la carga de hundimiento del grupo con la expresión presentada al inicio de este subapartado. Una vez conocido dicho valor se introduce en la expresión de la rigidez vertical que se recuerda a continuación, presentada en el apartado 3.6.4.1 “Rigidez vertical de un pilote aislado”.

$$K_v = \frac{1}{\frac{D}{40Q_{h,grupo}} + \frac{L_c}{A \cdot E}}$$

#### 3.6.4.6 Rigidez horizontal del grupo de pilotes

La determinación de la rigidez horizontal del grupo, según comenta la GCOC, es un problema complejo, para la cual propone un método aproximado. Dicho método se basa en sustituir cada pilote del grupo de la misma manera que la que se ha comentado para un pilote aislado con los valores de las rigideces ya definidas, con la diferencia de que la longitud elástica de los pilotes (T) se ve afectada por un coeficiente de mayoración.

$$T_{p,grupo} = \alpha \cdot T_{p,aislado}$$

Donde el coeficiente de mayoración  $\alpha$  viene definido de la siguiente manera para la primera fila del grupo, trabajando de nuevo con el diámetro equivalente:

$$\alpha = 1 + 0,5 \left( \frac{D}{s_x} \right)^2 \leq 1,10$$

Y para las siguientes filas del grupo se define como:

$$\alpha = \left[ 1 + 0,5 \left( \frac{D}{s_x} \right)^2 \right] \cdot \left[ 1 + \left( \frac{D}{s_y} \right)^2 \right] \leq 1,30$$

Siendo:

$\alpha$  Coeficiente de mayoración de la longitud elástica de los pilotes del grupo.

$s_x$  Separación entre pilotes en sentido perpendicular a la dirección del esfuerzo horizontal principal.

$s_y$  Separación entre pilotes en sentido paralelo a la dirección del esfuerzo horizontal principal.

Se muestra en la figura siguiente el esquema que proporciona la GCOC sobre las separaciones, la dirección del esfuerzo principal horizontal y las filas de pilotes.

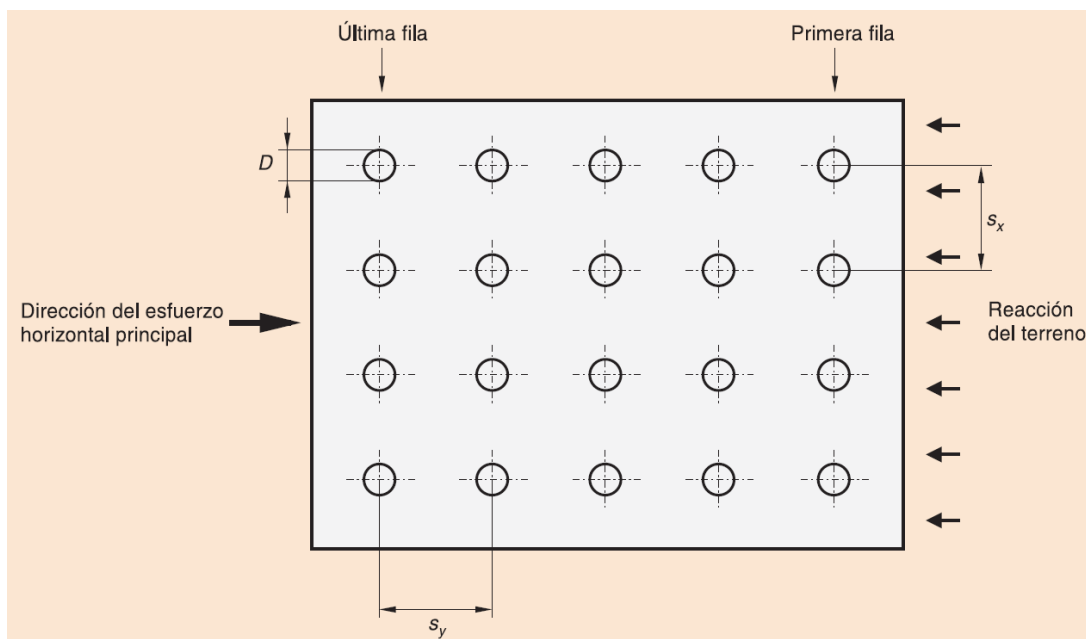


Figura 3-10: Esquema de los parámetros que definen el coeficiente de mayoración de la longitud elástica de los pilotes del grupo (Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera).

Una vez obtenidas las nuevas longitudes elásticas de cada uno de los pilotes del grupo, se emplea la misma formulación que el subapartado 3.6.4.3 “Rigidez horizontal de un pilote aislado” para obtener la nueva rigidez horizontal de cada pilote.

$$K_{h,pilote} = \left( 0,30 + 0,20 \ln \frac{L}{T_{p.grupo}} \right) \cdot \frac{E \cdot I}{T_{p.grupo}} \leq 0,6 \frac{E \cdot I}{T_{p.grupo}}$$

Para obtener la rigidez horizontal del grupo de pilotes, simplemente, se suman las rigideces horizontales de todos los pilotes que lo componen, y que se acaban de calcular.

$$K_{h,grupo} = \sum K_{h,pilote}$$

### 3.6.4.7 Rigidez rotacional del grupo de pilotes

Debido a la falta de referencias para la determinación de la rigidez a la torsión de los grupos de pilotes, se va a suponer que dicha rigidez se puede obtener como el sumatorio de las rigideces rotacionales individuales de cada uno de los pilotes que forman el grupo multiplicado por la eficiencia del grupo.

$$K_{\theta,grupo} = \eta \cdot \sum K_{\theta,pilote}$$

### 3.6.4.8 Rigideces de los grupos de pilotes

Se muestran a continuación las dimensiones y número de pilotes de cada grupo de pilotes presente en la cimentación, y las tablas de los cálculos de las rigideces, con los procedimientos indicados en los anteriores subapartados, correspondientes a cada tipo de grupo de pilotes.



### 3.6.4.8.1 Grupos de 2 pilotes

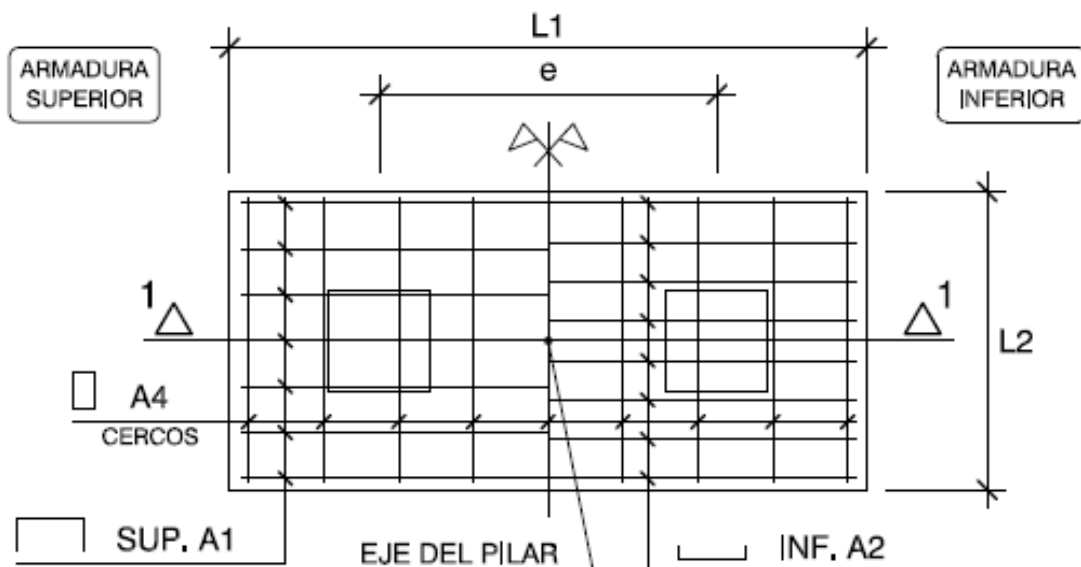


Figura 3-11: Planta de los encepados de 2 pilotes.

Tabla 3-31: Dimensiones de los encepados de 2 pilotes.

D (mm.)	TIPO	e (m.)	L1 (m.)	L2 (m.)
T-235	☒	0,80	1,65	0,85
T-300	▣	1,10	2,00	0,90
T-350	■	1,20	2,15	0,95
T-400	⊠	1,30	2,30	1,00

La dimensión “e” de la tabla anterior coincide con el parámetro “d” empleado en el subapartado 3.6.4.5 del presente documento para el cálculo de la rigidez vertical del grupo.

Tabla 3-32: Valores de la rigidez vertical de los grupos de 2 pilotes para cada tipo de pilote.

Tipo de pilote	T-235	T-300	T-350	T-400
d (m)	0,80	1,10	1,20	1,30
D <sub>eq</sub> (m)	0,265	0,339	0,395	0,451
θ (°)	13,519	0,268	12,239	21,659
η	0,925	0,999	0,932	0,880
Q <sub>h,grupo</sub> (kN)	2449,577	3589,433	4087,515	4601,942
K <sub>v,grupo</sub> (kN/m)	69195,359	104548,733	129692,055	153703,868

Tabla 3-33: Valores de la rigidez horizontal en dirección X de los grupos de 2 pilotes para cada tipo de pilote.

Tipo de pilote	T-235	T-300	T-350	T-400
$s_x$ (m)	-	-	-	-
$s_y$ (m)	0,80	1,10	1,20	1,30
$\alpha_{x,1^{\text{a}}\text{fila}}$	1,00	1,00	1,00	1,00
$\alpha_{x,2^{\text{a}}\text{fila}}$	1,11	1,09	1,11	1,12
$T_{x,1^{\text{a}}\text{fila}}$	1,056	1,348	1,573	1,797
$T_{x,2^{\text{a}}\text{fila}}$	1,172	1,476	1,743	2,014
$L_{eq,x,1^{\text{a}}\text{fila}}$	0,845	1,078	1,258	1,438
$L_{eq,x,2^{\text{a}}\text{fila}}$	0,938	1,181	1,395	1,611
$K_{h,x,1^{\text{a}}\text{fila}}$	7985,086	10193,727	11892,682	13591,636
$K_{h,x,2^{\text{a}}\text{fila}}$	5840,731	7770,396	8735,577	9660,191
$K_{h,x,\text{grupo}}$	13825,817	17964,124	20628,259	23251,827

Tabla 3-34: Valores de la rigidez horizontal en dirección Y de los grupos de 2 pilotes para cada tipo de pilote.

Tipo de pilote	T-235	T-300	T-350	T-400
$s_x$ (m)	0,80	1,10	1,20	1,30
$s_y$ (m)	-	-	-	-
$\alpha_{y,1^{\text{a}}\text{fila}}$	1,05	1,05	1,05	1,06
$T_{y,1^{\text{a}}\text{fila}}$	1,114	1,412	1,658	1,906
$L_{eq,y,1^{\text{a}}\text{fila}}$	0,891	1,130	1,326	1,525
$K_{h,y,1^{\text{a}}\text{fila}}$	6801,498	8872,687	10152,291	11403,029
$K_{h,y,\text{grupo}}$	13602,996	17745,374	20304,581	22806,059

Tabla 3-35: Valores de la rigidez rotacional de los grupos de 2 pilotes para cada tipo de pilote.

Tipo pilote	T-235	T-300	T-350	T-400
$K_{\theta}$ (kN/m)	5342,843	11115,592	17651,148	26348,069
$\eta$	0,925	0,999	0,932	0,880
$K_{\theta,\text{grupo}}$	9883,119	22198,118	32902,009	46355,223

### 3.6.4.8.2 Grupos de 8 pilotes

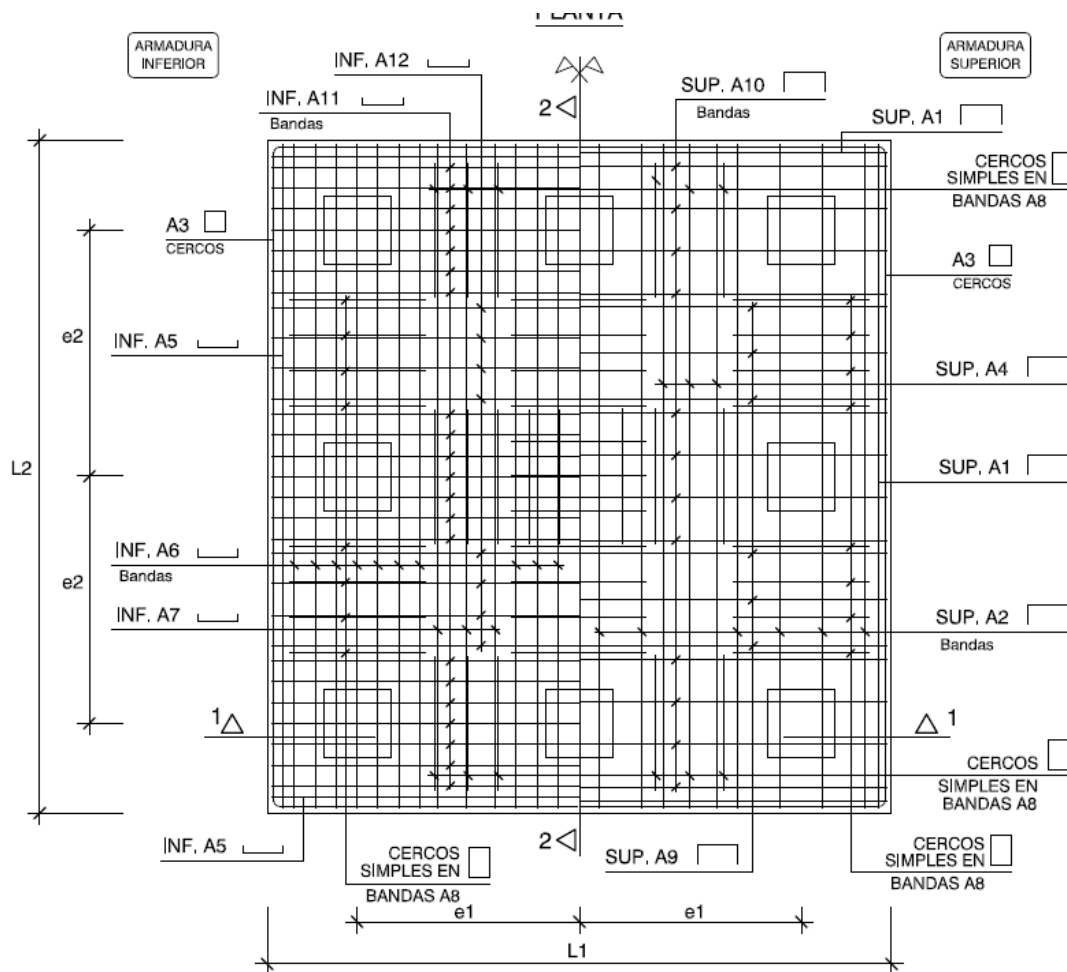


Figura 3-12: Planta de los encepados de 8 pilotes.

Tabla 3-36: Dimensiones de los encepados de 8 pilotes.

D (mm.)	TIPO	e1 (m.)	e2 (m.)	L1 (m.)	L2 (m.)
T-400	⊠	1,30	1,65	3,60	4,30

En el caso de los encepados de 8 pilotes, las dimensiones “e1 y e2” de la tabla anterior corresponden a diferentes valores del parámetro “d” empleado en el subapartado 3.6.4.5 del presente documento para el cálculo de la rigidez vertical del grupo. Debido a que la formulación contempla una única separación de los pilotes, se calcula la rigidez vertical del grupo para las dos separaciones y se realiza un promedio de los valores que se obtienen para cada una de las separaciones.

Tabla 3-37: Valores de la rigidez vertical de los grupos de 8 pilotes para cada tipo de pilote.

Rigidez vertical		
Tipo de pilote	T-400	T-400
d (m)	1,30	1,65
D <sub>eq</sub> (m)	0,451	0,451
θ (°)	21,659	24,205
η	0,689	0,653
Q <sub>h,grupo</sub> (kN)	14420,946	13656,498
K <sub>v,grupo</sub> (kN/m)	206760,552	204904,926
Promedio	205832,739	

Tabla 3-38: Valores de la rigidez horizontal en las direcciones X e Y de los grupos de 8 pilotes para cada tipo de pilote.

Tipo de pilote	T-400	Tipo de pilote	T-400
s <sub>x</sub> (m)	1,65	s <sub>x</sub> (m)	1,30
s <sub>y</sub> (m)	1,30	s <sub>y</sub> (m)	1,65
α <sub>x,1ªfila</sub>	1,04	α <sub>y,1ªfila</sub>	1,06
α <sub>x,2ª-3ªfila</sub>	1,16	α <sub>y,2ª-3ªfila</sub>	1,14
T <sub>x,1ªfila</sub>	1,865	T <sub>y,1ªfila</sub>	1,906
T <sub>x,2ª-3ªfila</sub>	2,090	T <sub>y,2ª-3ªfila</sub>	2,048
L <sub>eq,x,1ªfila</sub>	1,492	L <sub>eq,y,1ªfila</sub>	1,525
L <sub>eq,x,2ª-3ªfila</sub>	1,672	L <sub>eq,y,2ª-3ªfila</sub>	1,639
K <sub>h,x,1ªfila</sub>	12173,505	K <sub>h,y,1ªfila</sub>	11403,029
K <sub>h,x,2ª-3ªfila</sub>	8652,261	K <sub>h,y,2ª-3ªfila</sub>	9183,405
K <sub>h,x,grupo</sub>	79781,820	K <sub>h,y,grupo</sub>	80126,112

Tabla 3-39: Valores de la rigidez rotacional de los grupos de 4 pilotes para cada tipo de pilote.

Tipo pilote	T-400
K <sub>θ</sub> (kN/m)	26348,069
η	0,671
K <sub>θ,grupo</sub>	141411,626

### 3.6.4.9 Rigideces de los muros perimetrales de sótano

Para la simulación de la interacción entre el terreno de relleno del trasdós de los muros perimetrales de la planta sótano se emplea la formulación indicada en el capítulo 10 de la normativa americana ATC-40, dedicado a los efectos de las cimentaciones en los eventos sísmicos.

Debido a la escasez de formulación y metodología para el cálculo de las rigideces de muros teniendo en cuenta la interacción con el suelo, se emplea la metodología indicada para elementos de cimentación superficiales (asemejando la cara del trasdós de los muros con la cara de contacto de la cimentación).

Debido a que para los muros de sótano únicamente es de interés la rigidez al desplazamiento en dirección perpendicular a su plano, se omitirá mostrar la formulación de las rigideces en las direcciones restantes.

Se define como la rigidez unitaria de una superficie perpendicular a un plano dado de la siguiente manera:

$$k_z = \frac{K_z}{LB}$$

Siendo:

- $k_z$  Rigidez por unidad de superficie en un plano perpendicular a su eje Z local.
- $K_z$  Rigidez ajustada de superficie en un plano perpendicular a su eje Z local.
- $L, B$  Longitud y base del elemento de cimentación, equivalentes a la longitud y altura del muro.

Se decide tomar, a efectos de nomenclatura, como subíndice el eje perpendicular local de los elementos planos que definen los muros (eje Z local), ya que en el modelo estos elementos pueden tener como eje perpendicular los ejes X o Y globales.

A su vez, la rigidez ajustada se obtiene del producto de los siguientes parámetros:

$$K_z = K'_z \cdot e_z$$

$$K'_z = \frac{GL}{1-\nu} \left[ 0,73 + 1,54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0,75} \right]$$

$$e_z = \left[ 1 + 0,095 \frac{D}{B} \left( 1 + 1,3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[ 1 + 0,2 \left( \frac{2L + 2B}{LB} d \right)^{0,67} \right]$$

Siendo:

- $K'_z$  Rigidez lineal de una superficie perpendicular a su eje Z local.
- $e_z$  Factor corrector para la rigidez de una superficie perpendicular al eje Z.
- $\nu$  Coeficiente de Poisson del terreno, cuyo valor es de 0,4.
- $G$  Módulo de elasticidad transversal del terreno, definido por la expresión:  
 $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ .
- $E$  Módulo de elasticidad del terreno, cuyo valor es de 2943 kN/m<sup>2</sup>.
- $D, d$  Profundidad y espesor del elemento de cimentación, cuyos valores son  $D = 0 \text{ m}$  y  $d = 0,30 \text{ m}$ .

Para obtener la rigidez a asignar a los muelles de cada uno de los nudos de los elementos finitos que forman los muros de sótano, se multiplica por el área tributaria de cada nudo.

$$K_{z,i} = K_z \cdot h_i \cdot l_i$$

Siendo:

$K_{z,i}$  Rigidez del nudo  $i$  de una superficie perpendicular a su eje Z local.

$h_i$  Dimensión en la dirección vertical del elemento finito  $i$ .

$l_i$  Dimensión en la dirección horizontal del elemento finito  $i$ .

Se ha empleado la formulación de las zapatas, ya que para simular la influencia del forjado que se encuentra en la parte superior de los muros sobre la rigidez hasta ahora mencionada, aporta un criterio que se puede asimilar a la diferencia de rigideces en los muros entre sus zonas interior y extremas. Dicho aspecto consiste en el hecho de que, en los extremos, estos elementos de cimentación presentan una mayor rigidez, al ser zonas que sufren menos deformación. Por ello, en la normativa ATC-40 y en la Monografía 38 de la ACHE, se indica que para tener en cuenta este efecto en los extremos, se emplean las mismas fórmulas sustituyendo el valor de la longitud del elemento de cimentación por un sexto de la base ( $L = B/6$ ). Se distinguen pues cuatro zonas en cada muro:

- $K_{z,int}$ : Rigidez correspondiente a los nudos en la parte del muro que no están afectados por el aumento de rigidez debido a la cercanía a los extremos superior e inferior.
- $K_{z,ext}$ : Rigidez correspondiente a los nudos en la parte del muro que se ven afectados por el aumento de rigidez debido a la cercanía a los extremos superior e inferior.
- $K_{z,esq,int}$ : Rigidez correspondiente a los nudos en la zona de los laterales del muro que no están afectados por el aumento de rigidez debido a la cercanía a los extremos superior e inferior.
- $K_{z,esq,ext}$ : Rigidez correspondiente a los nudos en la zona de los laterales del muro que se ven afectados por el aumento de rigidez debido a la cercanía a los extremos superior e inferior.

Se muestra a continuación los resultados del cálculo de las rigideces por unidad de superficie y de cada tipo de nudo para cada muro de la planta de sótano:

Tabla 3-40: Rigideces por unidad de superficie de los muros.

$L_i$ (m)	51,66	40,60	24,60	8,40	3,36	6,00	23,70
$B$ (m)	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
$e_z$	1,071	1,071	1,073	1,083	1,104	1,089	1,074
$K'_{z,int}$ (kN/m)	82549,60	67442,37	45154,02	21211,13	12622,61	17297,37	43876,08
$K_{z,int}$ (kN/m)	88382,17	72255,16	48472,19	22981,82	13939,46	18841,49	47109,25
$k_{z,int}$ (kN/m <sup>3</sup> )	570,28	593,23	656,80	911,98	1382,88	1046,75	662,58
$K_{z,ext}$ (kN/m)	5810,53	5810,53	5810,53	5810,53	5810,53	5810,53	5810,53
$K'_{z,ext}$ (kN/m)	6221,07	6225,18	6237,52	6295,59	6416,71	6329,23	6238,70
$k_{z,ext}$ (kN/m <sup>3</sup> )	4147,38	4150,12	4158,35	4197,06	4277,81	4219,49	4159,13

Tabla 3-41: Rigideces de los nudos de cada muro.

$L = 51,66$ m	$K_{z,int}$	$K_{z,ext}$	$K_{z,esq,int}$	$K_{z,esq,ext}$
$h_i$ (m)	1,000	0,500	1,000	0,500
$l_i$ (m)	0,975	0,975	0,487	0,487
$K_{z,i}$ (kN/m)	555,85	2021,23	277,93	1010,61

L = 40,60 m	$K_{z,int}$	$K_{z,ext}$	$K_{z,esq,int}$	$K_{z,esq,ext}$
$h_i$ (m)	1,000	0,500	1,000	0,500
$l_i$ (m)	1,015	1,015	0,508	0,508
$K_{z,i}$ (kN/m)	602,13	2106,18	301,06	1053,09

L = 24,60 m	$K_{z,int}$	$K_{z,ext}$	$K_{z,esq,int}$	$K_{z,esq,ext}$
$h_i$ (m)	1,000	0,500	1,000	0,500
$l_i$ (m)	0,984	0,984	0,492	0,492
$K_{z,i}$ (kN/m)	646,30	2045,91	323,15	1022,95

L = 8,40 m	$K_{z,int}$	$K_{z,ext}$	$K_{z,esq,int}$	$K_{z,esq,ext}$
$h_i$ (m)	1,000	0,500	1,000	0,500
$l_i$ (m)	0,933	0,933	0,467	0,467
$K_{z,i}$ (kN/m)	851,18	1958,63	425,59	979,31

L = 3,36 m	$K_{z,int}$	$K_{z,ext}$	$K_{z,esq,int}$	$K_{z,esq,ext}$
$h_i$ (m)	1,000	0,500	1,000	0,500
$l_i$ (m)	1,120	1,120	0,560	0,560
$K_{z,i}$ (kN/m)	1548,83	2395,57	774,41	1197,79

L = 6,00 m	$K_{z,int}$	$K_{z,ext}$	$K_{z,esq,int}$	$K_{z,esq,ext}$
$h_i$ (m)	1,000	0,500	1,000	0,500
$l_i$ (m)	1,000	1,000	0,500	0,500
$K_{z,i}$ (kN/m)	1046,75	2109,74	523,37	1054,87

L = 23,70 m	$K_{z,int}$	$K_{z,ext}$	$K_{z,esq,int}$	$K_{z,esq,ext}$
$h_i$ (m)	1,000	0,500	1,000	0,500
$l_i$ (m)	0,948	0,948	0,474	0,474
$K_{z,i}$ (kN/m)	628,12	1971,43	314,06	985,71

Una vez calculadas las rigideces de asignar los muros del sótano, hay que tener en cuenta que el software de cálculo empleado (SAP2000) no realiza los cálculos modales teniendo en cuenta la no linealidad. Esto implica, en el caso de los muros, se daría la interacción suelo-estructura en ambos sentidos de la dirección perpendicular a los muros, hecho que no ocurre al tener en el trasdós el relleno de tierras y al otro el espacio vacío correspondiente al sótano. Por esto se toma la decisión de simplificar el problema, reduciendo a la mitad la rigidez calculada de los muros.

Para las vigas sobre las que se apoyan los muros de la planta sótano se ha empleado las expresiones formuladas por Gazetas y recogidas en la Monografía 38 de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE) “*Interacción suelo-estructura. Efectos dinámicos*” para zapatas corridas. Se muestran a continuación dichas expresiones empleando de nuevo los ejes locales de las vigas para la nomenclatura de los parámetros:

$$\frac{K_z}{2L} \cong \frac{0,73G}{1-\nu} \left(1 + 3,5 \frac{B}{H}\right); K_z \cong 2L \cdot \frac{0,73G}{1-\nu} \left(1 + 3,5 \frac{B}{H}\right)$$

$$k_z = \frac{K_z}{L} \cong \frac{2L}{L} \cdot \frac{0,73G}{1-\nu} \left(1 + 3,5 \frac{B}{H}\right) = \frac{1,46G}{1-\nu} \left(1 + 3,5 \frac{B}{H}\right)$$

$$\frac{K_y}{2L} \cong \frac{2G}{2-\nu} \left(1 + 2 \frac{B}{H}\right); K_y \cong 2L \cdot \frac{2G}{2-\nu} \left(1 + 2 \frac{B}{H}\right)$$

$$k_y = \frac{K_y}{L} \cong \frac{2L}{L} \cdot \frac{2G}{2-\nu} \left(1 + 2 \frac{B}{H}\right) = \frac{4G}{2-\nu} \left(1 + 2 \frac{B}{H}\right)$$

$$K_{z,i} = k_z \cdot l_i ; K_{y,i} = k_y \cdot l_i$$

Siendo:

$K_z, K_y$  Rigidez de un elemento lineal en las direcciones de los ejes Y y Z locales.

$H$  Profundidad a hasta una formación rígida.

$k_z, k_y$  Rigidez por unidad de longitud en un elemento lineal en la dirección de los ejes Y y Z locales.

$K_{z,i}, K_{y,i}$  Rigidez del nudo  $i$  en un elemento lineal en las direcciones de los ejes Y y Z locales.

De acuerdo con el estudio geotécnico no se prevé la presencia de un estrato rígido en el emplazamiento del edificio de estudio, por lo que el valor de la profundidad hasta una formación rígida se toma como suficientemente grande como asumir que el valor del cociente  $B/H$  es igual a 0.

Se muestran a continuación los resultados de las expresiones para el cálculo de las rigideces mostradas anteriormente:

$$k_z = 2557,61 \text{ kN/m}^2 \qquad k_y = 2627,68 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 3-42: Rigideces de las vigas bajo muros.

$l_i$ (m)	0,948	1,000	1,120	0,933	0,984	1,015	0,975
$K_{z,i}$ (kN/m)	2424,61	2557,61	2864,52	2387,01	2516,69	2595,97	2492,90
$K_{y,i}$ (kN/m)	2491,04	2627,68	2943,00	2452,41	2585,64	2667,09	2561,20

### 3.6.5 Modelización de la fachada

#### 3.6.5.1 Fachada de ladrillo convencional

Para la representación en el modelo de los elementos de fábrica se opta por los macro-modelos, en este caso por uno en el que los muros de relleno de mampostería de los pórticos se modelan como una biela diagonal equivalente articulada en los extremos de comportamiento lineal. En cada pórtico se modelan estas bielas, que por las características que tienen se comportan como muelles.

Dichos muelles simulan el comportamiento de los diferentes tipos de cerramientos comentados en el subapartado 3.3.3 del presente documento, los cuales son de doble hoja de ladrillo. Esto se realiza mediante el cálculo de las rigideces de los muelles a partir de la suma de las rigideces de las bielas equivalentes de cada hoja de ladrillo. Los cálculos mencionados siguen la siguiente formulación:



$$k_{b.conv} = \sum k_{b.hoja}$$

$$k_{b.hoja} = \frac{E_w \cdot A_w}{d} \quad A_w = w_e \cdot t_w$$

Siendo:

$k_{b.conv}$  Rigidez de un muelle que representa la obra de fábrica convencional de un marco.

$k_{b.hoja}$  Rigidez de un muelle que representa una de las hojas de la obra de fábrica de un marco.

$E_w$  Módulo de elasticidad de la biela equivalente.

$A_w$  Área de la sección transversal de la biela equivalente.

$d$  Longitud de la diagonal del marco.

$w_e$  Ancho efectivo de la biela equivalente.

$t_w$  Espesor de la hoja de ladrillo.

Los valores de la longitud de la diagonal y el espesor de las hojas de ladrillo se conocen de la información del proyecto. Para obtener el ancho de biela equivalente y el módulo de elasticidad se emplea la formulación indicada en la normativa canadiense CCMPA, siendo esta la que se muestra a continuación:

$$E_w = 850f_k$$

$$w_e \leq \begin{cases} w/2 \\ d/4 \end{cases} \quad w = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$$

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4E_f \cdot I_c \cdot h}{E_w \cdot t_w \cdot \text{sen}(2\theta)}} \quad \alpha_L = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4E_f \cdot I_b \cdot L}{E_w \cdot t_w \cdot \text{sen}(2\theta)}}$$

Siendo:

$f_k$  Resistencia característica a compresión del material de la obra de fábrica, en MPa.

$w$  Ancho de la biela equivalente.

$\alpha_h$  Longitud de contacto vertical entre la biela diagonal y el marco.

$\alpha_L$  Longitud de contacto horizontal entre la biela diagonal y el marco.

$E_f$  Módulo de elasticidad del material del marco.

$I_c$  Momento de inercia de la columna del marco.

$I_b$  Momento de inercia de la viga del marco.

$h$  Altura del muro de mampostería de relleno del marco.

$L$  Longitud del muro de mampostería de relleno del marco.

$\theta$  Ángulo de la diagonal de la hoja de ladrillo con la horizontal, definido por la expresión:  $\text{tg}(\theta) = h/L$ .

En el Eurocódigo 6, en su apartado 3.6.1.2, se indica la formulación para obtener la resistencia característica de la fábrica, la cual es la siguiente:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

Siendo:

- $K$  Constante dependiente del tipo de mortero empleado (Tabla 3.3 del Eurocódigo 6 Parte 1-1).
- $f_b$  Resistencia normalizada media a compresión de las piezas, en la dirección del efecto de la acción aplicada, en MPa.
- $f_m$  Resistencia a compresión del mortero, en MPa.

Dado que los módulos de elasticidad de los pilares y de los forjados son distintos al tratarse de hormigones de diferentes características, siendo un HA-25 para los forjados y HA-30 para los pilares, según la nomenclatura de la normativa vigente durante la redacción del proyecto del edificio (EHE-08), tal y como se indica en el subapartado 3.3.1 del presente documento, se debe tener en cuenta en el cálculo de las longitudes de contacto vertical y horizontal.

Debido a que las partes superior e inferior de los marcos los forman los forjados correspondientes, la dimensión horizontal para el cálculo de las inercias correspondientes es igual al lado de los pilares que forman el marco que se encuentra en contacto con la obra de fábrica.

En este documento se muestran, en el punto 3.6.3.3, los resultados de los cálculos descritos, con el fin de definir los enlaces presentes en los modelos, y en el Anejo I unas tablas en las que se exponen con mayor detalle los cálculos de las rigideces de los enlaces que representan los cerramientos de obra de fábrica convencional.

### 3.6.5.2 Fachada con elementos aisladores

A partir de los resultados de los ensayos de las bielas experimentales que se realizaron, se define la rigidez equivalente de un cerramiento en el que se ha empleado la tecnología de disipación de energía SISBRICK como un 21% de la rigidez de una biela equivalente de un cerramiento con obra de fábrica convencional.

$$k_{b,SISBRICK} = 0,21 \cdot k_{b,conv}$$

Al igual que en el caso de la obra de fábrica convencional, se muestra en el punto 3.6.3.3 los resultados de los cálculos descritos, y en el Anejo I las tablas con los cálculos de las rigideces de los enlaces que representan los cerramientos con los elementos aisladores.

## 3.7 Estados de carga

### 3.7.1 Definición de cargas

Las cargas que se tienen en cuenta en el presente trabajo, debido a su naturaleza, son el peso propio, las cargas muertas, las sobrecargas de uso y la acción sísmica. En el caso de la acción del terreno sobre los muros perimetrales de la planta sótano se modela como influencia en la rigidez de los muros, tal y como se indica en el apartado 3.6.4.9 del presente documento.

El peso propio lo considera por defecto *SAP2000* con la hipótesis de carga DEAD, a partir de las secciones y materiales asignados a cada elemento.

Las cargas muertas se han modelizado como cargas uniformemente repartidas sobre la superficie de cada forjado, dándole a la hipótesis de carga el código de CM.

Las sobrecargas de uso se han modelizado de manera análoga a las cargas muertas, dándole a la hipótesis de carga el código de SCU.

La acción sísmica se ha modelizado dividiéndola en dos partes. La primera de ellas pretende simular las aceleraciones en cada dirección a partir del espectro de respuesta de cálculo y de los modos de vibración implicados, todo ello definido en los subapartados 3.4.4.1.2 “*Análisis modal*” y 3.4.4.1.3 “*Casos de carga*” del presente documento. La segunda parte trata de representar la influencia de la diferencia entre la posición del centro de masas y el centro de torsión mediante la incorporación al modelo de unos momentos torsores en cada forjado a través de la aplicación de una fuerza a los forjados con una excentricidad que genere dicho torsor, pudiendo encontrar los cálculos pertinentes en el subapartado 3.4.4.1.4 “*Efectos de la torsión*”.

### 3.7.2 Definición de casos de carga

Se indican a continuación los cargos de carga que se han empleado en el modelo:

- DEAD: Peso propio de la estructura
- CM: Peso de las cargas muertas
- SCU: Sobrecargas de uso sobre cada forjado
- SismoX: Aceleración sísmica en dirección X con análisis modal con vectores propios
- SismoY: Aceleración sísmica en dirección Y con análisis modal con vectores propios
- SismoX\_R: Aceleración sísmica en dirección X con análisis modal con vectores de Ritz en dirección X
- SismoY\_R: Aceleración sísmica en dirección Y con análisis modal con vectores de Ritz en dirección Y
- TorsionX+: Momentos de torsión accidentales generados por una aceleración sísmica, de signo positivo, en dirección X
- TorsionX-: Momentos de torsión accidentales generados por una aceleración sísmica, de signo negativo, en dirección X
- TorsionY+: Momentos de torsión accidentales generados por una aceleración sísmica, de signo positivo, en dirección Y
- TorsionY-: Momentos de torsión accidentales generados por una aceleración sísmica, de signo negativo, en dirección Y

### 3.7.3 Definición de combinaciones de Estado Límite Último

Las combinaciones de acciones se definen de acuerdo con lo indicado en los Eurocódigos 0 y 1, teniendo en cuenta que se deben combinar las solicitaciones obtenidas de la acción sísmica en las dos direcciones ortogonales en un 30%.

Tabla 3-43: Definición de las combinaciones acciones de Estado Límite Último.

Código	Combinación
ELU_SISMOX_1	"DEAD" + "CM" + 0,3·"SCU" + "SismoX" + "TorsionX+" + 0,3·"SismoY" + 0,3·"TorsionY+"
ELU_SISMOX_2	"DEAD" + "CM" + 0,3·"SCU" + "SismoX" + "TorsionX-" + 0,3·"SismoY" + 0,3·"TorsionY-"
ELU_SISMOY_1	"DEAD" + "CM" + 0,3·"SCU" + "SismoY" + "TorsionY+" + 0,3·"SismoX" + 0,3·"TorsionX+"
ELU_SISMOY_2	"DEAD" + "CM" + 0,3·"SCU" + "SismoY" + "TorsionY-" + 0,3·"SismoX" + 0,3·"TorsionX-"
ELU_SISMOXR_1	"DEAD" + "CM" + 0,3·"SCU" + "SismoX_R" + "TorsionX+" + 0,3·"SismoY" + 0,3·"TorsionY+"
ELU_SISMOXR_2	"DEAD" + "CM" + 0,3·"SCU" + "SismoX_R" + "TorsionX-" + 0,3·"SismoY" + 0,3·"TorsionY-"
ELU_SISMOYR_1	"DEAD" + "CM" + 0,3·"SCU" + "SismoY_R" + "TorsionY+" + 0,3·"SismoX" + 0,3·"TorsionX+"
ELU_SISMOYR_2	"DEAD" + "CM" + 0,3·"SCU" + "SismoY_R" + "TorsionY-" + 0,3·"SismoX" + 0,3·"TorsionX-"

Tabla 3-44: Definición de las envolventes de las combinaciones de acciones de Estado Límite de Servicio.

Código	Envolvente
ENVELOPE_SISMO_VP	"ELU_SISMOX_1" ; "ELU_SISMOX_2" "ELU_SISMOY_1" ; "ELU_SISMOY_2"
ENVELOPE_SISMOX_R	"ELU_SISMOXR_1" ; "ELU_SISMOXR_2"
ENVELOPE_SISMOY_R	"ELU_SISMOYR_1" ; "ELU_SISMOYR_2"
ENVELOPE_SISMO	"ENVELOPE_SISMOX_R" ; "ENVELOPE_SISMOY_R" "ENVELOPE_SISMO_VP"

### 3.7.4 Definición de combinaciones de Estado Límite de Servicio

Las siguientes combinaciones se definen siguiendo los Eurocódigos 0 y 8, siguiendo lo comentado en el punto 3.5.3.2 del presente documento.

Tabla 3-45: Definición de las combinaciones acciones de Estado Límite de Servicio.

Código	Combinación
ELS_SISMOX_1	"SismoX" + "TorsionX+" + 0,3·"SismoY" + 0,3·"TorsionY+"
ELS_SISMOX_2	"SismoX" + "TorsionX-" + 0,3·"SismoY" + 0,3·"TorsionY-"
ELS_SISMOY_1	"SismoY" + "TorsionY+" + 0,3·"SismoX" + 0,3·"TorsionX+"
ELS_SISMOY_2	"SismoY" + "TorsionY-" + 0,3·"SismoX" + 0,3·"TorsionX-"
ELS_SISMOXR_1	"SismoX_R" + "TorsionX+" + 0,3·"SismoY" + 0,3·"TorsionY+"
ELS_SISMOXR_2	"SismoX_R" + "TorsionX-" + 0,3·"SismoY" + 0,3·"TorsionY-"
ELS_SISMOYR_1	"SismoY_R" + "TorsionY+" + 0,3·"SismoX" + 0,3·"TorsionX+"
ELS_SISMOYR_2	"SismoY_R" + "TorsionY-" + 0,3·"SismoX" + 0,3·"TorsionX-"

Tabla 3-46: Definición de las envolventes de las combinaciones de acciones de Estado Límite de Servicio.

Código	Envolvente
ENVELOPE_ELS	"ELS_SISMOX_1" ; "ELS_SISMOX_2" "ELS_SISMOY_1" ; "ELS_SISMOY_2" ; "ELS_SISMOXR_1" ; "ELS_SISMOXR_2" "ELS_SISMOYR_1" ; "ELS_SISMOYR_2"



## 4 Resultados del análisis modal

### 4.1 Descripción de los diferentes modelos

De acuerdo con lo comentado en el apartado 3.6.1 se detallan a continuación los modelos que se van a analizar en el presente estudio:

- Modelo 1: Se representa la planta de sótano, sin representar los cerramientos de las fachadas, considerando la cimentación como perfectamente empotrada.

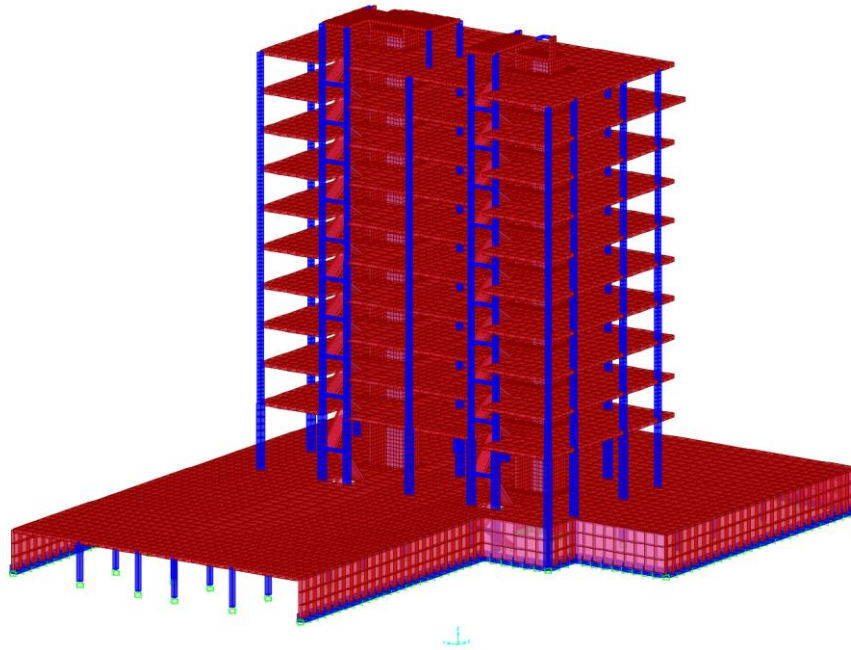


Figura 4-1: Vista 3D del Modelo 1.

- Modelo 2: Se representa la planta de sótano, sin representar los cerramientos de las fachadas, considerando la interacción suelo-estructura en la cimentación.

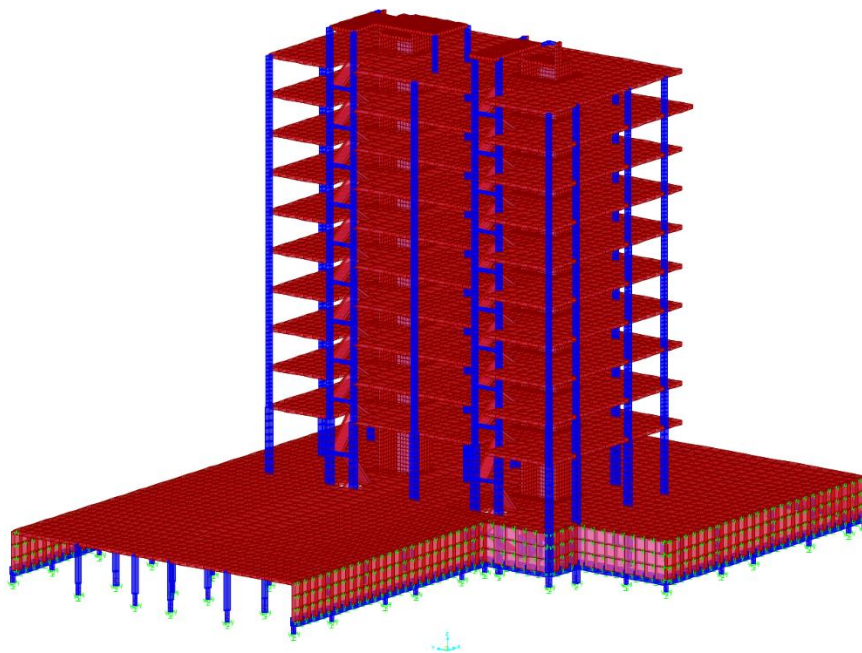


Figura 4-2: Vista 3D del Modelo 2.

- Modelo 3: Se representa la planta de sótano y los cerramientos como obra de fábrica convencional, considerando la interacción suelo-estructura en la cimentación.
- Modelo 4: Se representa la planta de sótano y los cerramientos como obra de fábrica con los elementos de disipación de energía, considerando la interacción suelo-estructura en la cimentación.

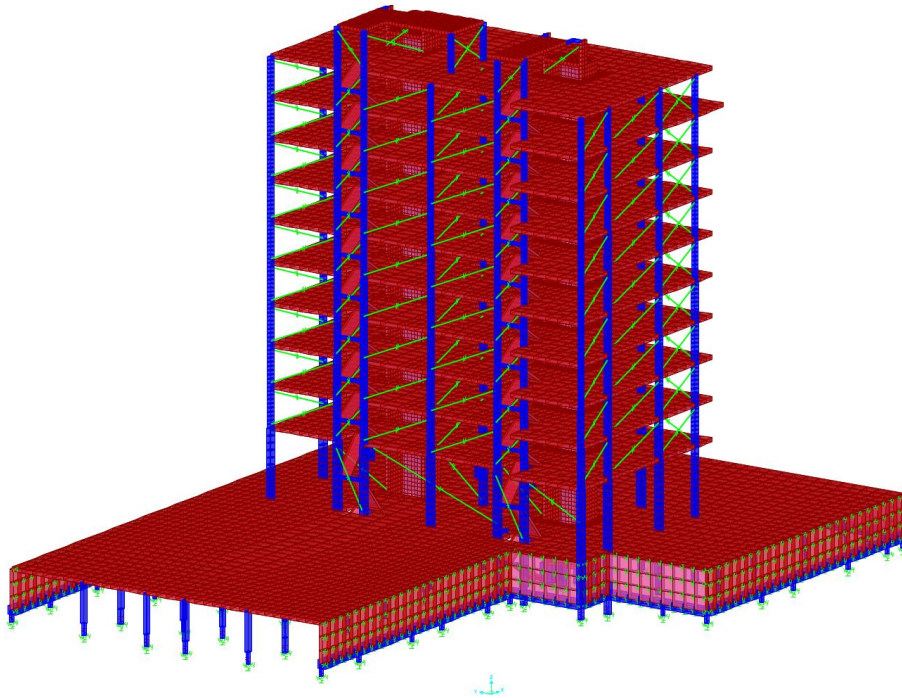


Figura 4-3: Vista 3D de los Modelos 3 y 4.

- Modelo 5: No se representa la planta de sótano ni los cerramientos de las fachadas, considerando la cimentación como perfectamente empotrada.

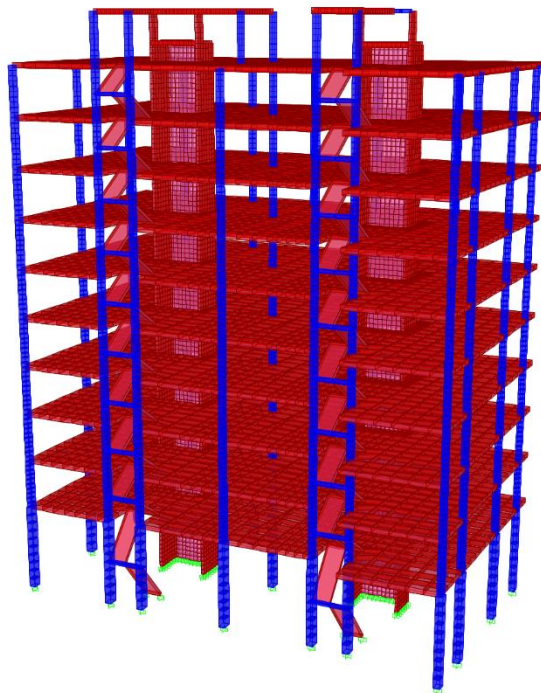


Figura 4-4: Vista 3D del Modelo 5.



- Modelo 6: No se representa la planta de sótano, mientras que sí se representan los cerramientos como obra de fábrica convencional, considerando la cimentación como perfectamente empotrada.
- Modelo 7: No se representa la planta de sótano, mientras que sí se representan los cerramientos como obra de fábrica con los elementos de disipación de energía, considerando la cimentación como perfectamente empotrada.

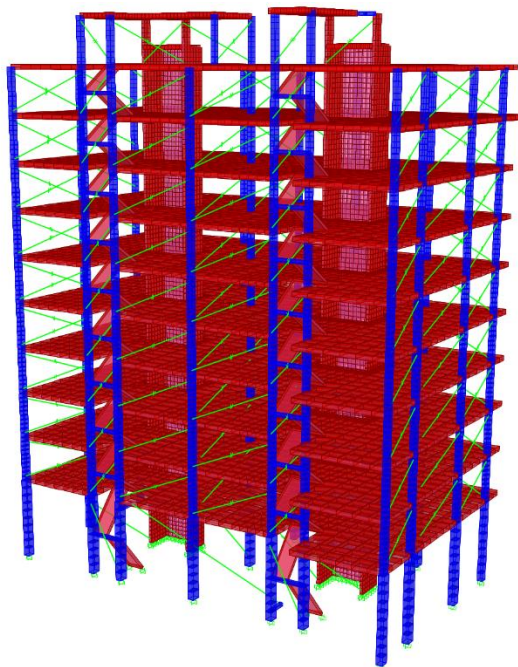


Figura 4-5: Vista 3D de los Modelos 6 y 7.

Los tres últimos modelos se realizan debido a la habitual práctica de no representar en los modelos de cálculo los sótanos, y por tanto con el objetivo de analizar la influencia que tiene su inclusión en los resultados.

## 4.2 Masas modales efectivas

Se muestran a continuación los periodos y las masas modales efectivas de los modos de vibración y la identificación de cada uno de ellos (valores resaltados en negrita de las tablas). Las tablas completas de los resultados del análisis modal se muestran en el Anejo II.

Tabla 4-1: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 1.

MODELO 1			Masas modales efectivas					
Tipo de análisis modal	Nº de Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma RZ$
Vectores Propios	1	1,820	0,002	0,007	<b>0,251</b>	0,002	0,007	0,251
	2	1,768	<b>0,532</b>	0,000	0,002	0,534	0,007	0,253
	3	1,651	0,000	<b>0,508</b>	0,015	0,534	0,515	0,268
	4	0,579	0,000	0,003	<b>0,043</b>	0,534	0,518	0,311
	5	0,548	<b>0,102</b>	0,000	0,000	0,636	0,518	0,311
	6	0,451	0,000	<b>0,121</b>	0,004	0,636	0,639	0,316
	60	0,109	0,000	0,000	0,000	0,693	0,851	0,559
Vectores de Ritz X	1	1,752	<b>0,556</b>	0,000	0,000	0,556	0,000	0,000
Vectores de Ritz Y	1	1,637	0,000	<b>0,537</b>	0,002	0,000	0,537	0,002

Tabla 4-2: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 2.

MODELO 2			Masas modales efectivas					
Tipo de análisis modal	Nº de Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Vectores Propios	1	2,516	<b>0,640</b>	0,004	0,001	0,640	0,004	0,001
	2	2,328	0,005	<b>0,639</b>	0,005	0,645	0,644	0,006
	3	2,121	0,001	0,000	<b>0,304</b>	0,646	0,644	0,310
	4	0,768	<b>0,263</b>	0,000	0,023	0,909	0,644	0,333
	5	0,684	0,001	<b>0,277</b>	0,019	0,910	0,921	0,352
	6	0,647	0,005	0,013	<b>0,249</b>	0,914	0,935	0,601
	7	0,497	0,002	0,007	<b>0,335</b>	0,916	0,942	0,936
Vectores de Ritz X	1	2,468	<b>0,699</b>	0,000	0,000	0,699	0,000	0,000
Vectores de Ritz Y	1	2,286	0,000	<b>0,696</b>	0,004	0,000	0,696	0,004

Tabla 4-3: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 3.

MODELO 3			Masas modales efectivas					
Tipo de análisis modal	Nº de Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Vectores Propios	1	2,185	<b>0,671</b>	0,001	0,000	0,671	0,001	0,000
	2	1,749	0,001	<b>0,707</b>	0,015	0,673	0,709	0,015
	3	1,302	0,000	0,007	<b>0,407</b>	0,673	0,715	0,422
	4	0,697	<b>0,276</b>	0,000	0,021	0,949	0,715	0,443
	5	0,618	0,000	<b>0,255</b>	0,006	0,949	0,970	0,450
	6	0,524	0,006	0,000	<b>0,497</b>	0,955	0,970	0,947
Vectores de Ritz X	1	2,142	<b>0,730</b>	0,000	0,000	0,730	0,000	0,000
Vectores de Ritz Y	1	1,714	0,000	<b>0,776</b>	0,006	0,000	0,776	0,006

Tabla 4-4: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 4.

MODELO 4			Masas modales efectivas					
Tipo de análisis modal	Nº de Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Vectores Propios	1	2,375	<b>0,657</b>	0,001	0,000	0,657	0,001	0,000
	2	2,036	0,001	<b>0,669</b>	0,014	0,658	0,670	0,014
	3	1,693	0,000	0,005	<b>0,337</b>	0,659	0,676	0,350
	4	0,737	<b>0,267</b>	0,000	0,022	0,926	0,676	0,372
	5	0,652	0,000	<b>0,276</b>	0,005	0,926	0,952	0,377
	6	0,574	0,004	0,000	<b>0,430</b>	0,930	0,952	0,807
	8	0,454	0,002	0,003	<b>0,137</b>	0,932	0,955	0,950
	Vectores de Ritz X	1	2,330	<b>0,713</b>	0,000	0,000	0,713	0,000
Vectores de Ritz Y	1	1,996	0,000	<b>0,732</b>	0,006	0,000	0,732	0,006

Tabla 4-5: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 5.

MODELO 5			Masas modales efectivas					
Tipo de análisis modal	Nº de Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Vectores Propios	1	1,733	0,001	0,010	<b>0,756</b>	0,001	0,010	0,756
	2	1,662	<b>0,750</b>	0,000	0,002	0,751	0,010	0,758
	3	1,520	0,000	<b>0,704</b>	0,009	0,751	0,713	0,766
	4	0,551	0,000	0,004	<b>0,135</b>	0,751	0,717	0,902
	5	0,513	<b>0,147</b>	0,000	0,000	0,898	0,717	0,902
	6	0,415	0,000	<b>0,173</b>	0,006	0,898	0,890	0,907
	9	0,255	0,001	0,006	0,003	0,953	0,900	0,959
Vectores de Ritz X	1	1,646	<b>0,782</b>	0,000	0,000	0,782	0,000	0,000
Vectores de Ritz Y	1	1,510	0,000	<b>0,742</b>	0,001	0,000	0,742	0,001

Tabla 4-6: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 6.

MODELO 6			Masas modales efectivas					
Tipo de análisis modal	Nº de Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma RZ$
Vectores Propios	1	1,301	<b>0,770</b>	0,000	0,002	0,770	0,000	0,002
	2	1,093	0,001	<b>0,680</b>	0,081	0,772	0,680	0,083
	3	1,042	0,002	0,077	<b>0,768</b>	0,773	0,757	0,851
	4	0,419	<b>0,147</b>	0,000	0,000	0,921	0,757	0,851
	5	0,353	0,000	0,002	<b>0,103</b>	0,921	0,759	0,955
	6	0,334	0,000	<b>0,157</b>	0,003	0,921	0,916	0,958
Vectores de Ritz X	1	1,288	<b>0,806</b>	0,000	0,000	0,806	0,000	0,000
Vectores de Ritz Y	1	1,077	0,000	<b>0,789</b>	0,000	0,000	0,789	0,000

Tabla 4-7: Periodos y masas modales efectivas del Modelo 7.

MODELO 7			Masas modales efectivas					
Tipo de análisis modal	Nº de Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma RZ$
Vectores Propios	1	1,525	<b>0,755</b>	0,000	0,006	0,755	0,000	0,006
	2	1,395	0,006	0,001	<b>0,798</b>	0,761	0,001	0,804
	3	1,328	0,000	<b>0,733</b>	0,000	0,762	0,734	0,804
	4	0,479	<b>0,142</b>	0,000	0,002	0,903	0,734	0,807
	5	0,458	0,002	0,003	<b>0,118</b>	0,906	0,737	0,925
	6	0,382	0,000	<b>0,164</b>	0,005	0,906	0,901	0,929
Vectores de Ritz X	1	1,510	<b>0,792</b>	0,000	0,000	0,792	0,000	0,000
Vectores de Ritz Y	1	1,316	0,000	<b>0,764</b>	0,000	0,000	0,764	0,000

### 4.3 Localización de los principales modos en el espectro de respuesta

En los gráficos siguientes se muestran sobre el espectro de cálculo, obtenido en el subapartado 3.4.4.1.1, los periodos de los principales modos de vibración (aquellos que movilizan mayor masa modal efectiva en translación en las dos direcciones de la planta, X e Y, y rotación sobre el eje ortogonal a los dos anteriores, Z)

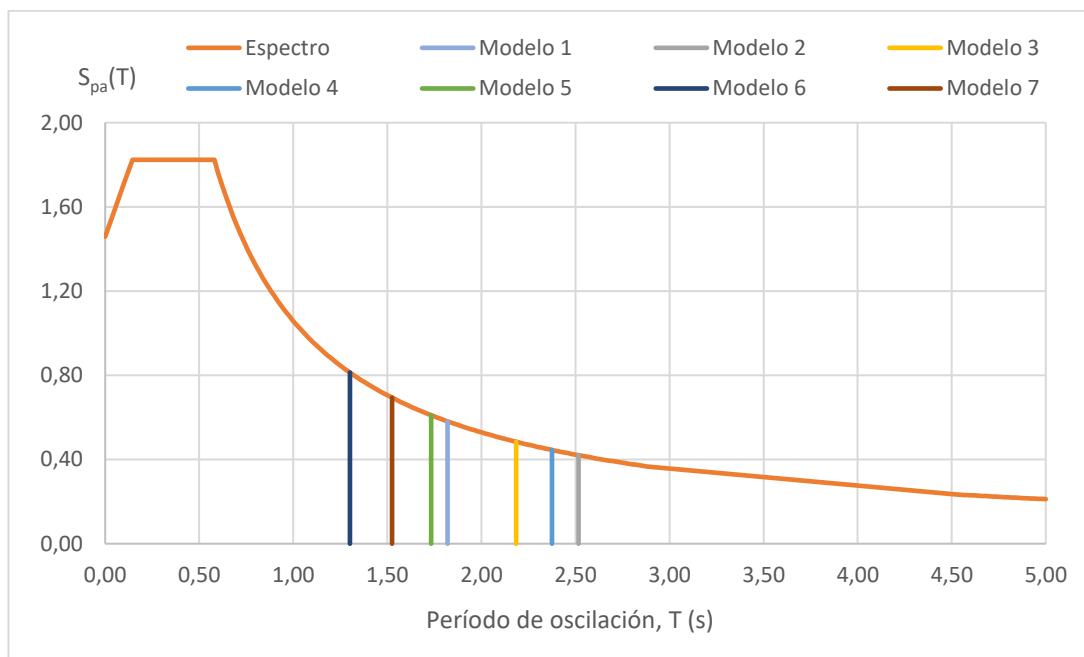


Figura 4-6: Espectro de pseudo-aceleraciones y periodos de los primeros modos de vibración de los modelos.

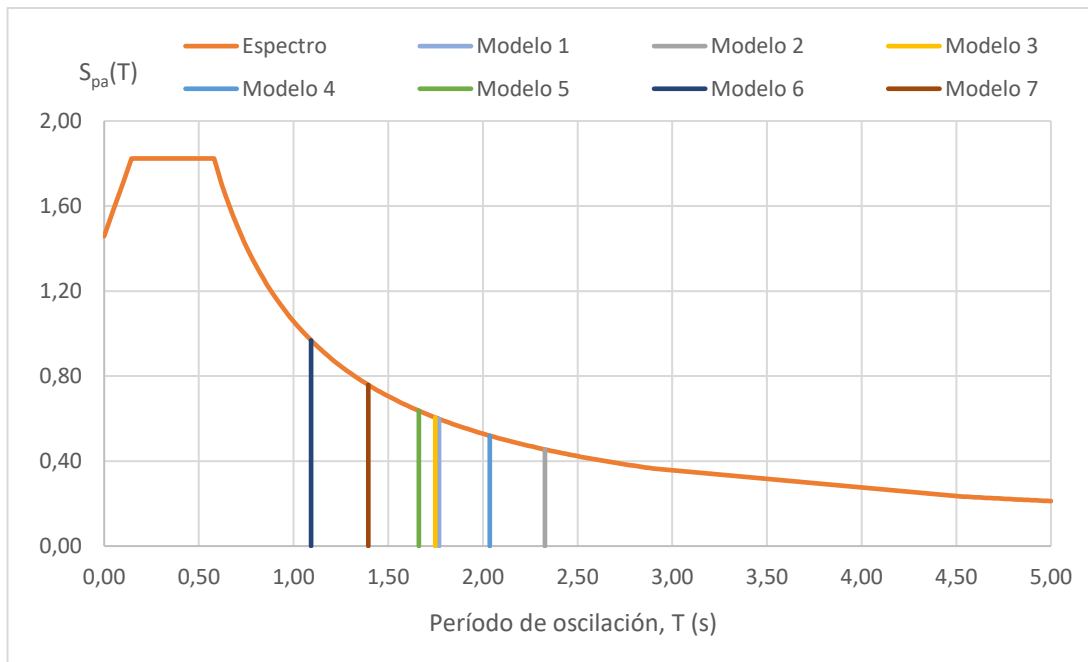


Figura 4-7: Espectro de pseudo-aceleraciones y periodos de los segundos modos de vibración de los modelos.

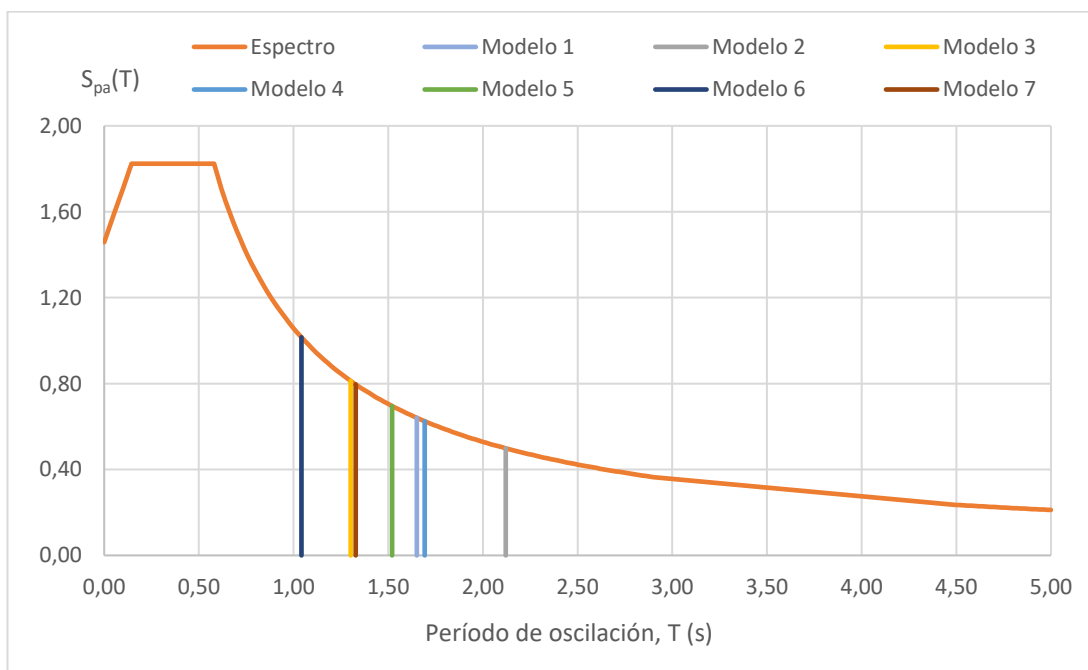


Figura 4-8: Espectro de pseudo-aceleraciones y periodos de los terceros modos de vibración de los modelos.

#### 4.4 Validación de la cimentación

Tal y como se expuso en el punto 3.6.4, la normativa NCSE-02 permite la modelización de la interacción suelo-estructura, siempre que no se produzca una reducción de la acción sísmica de más del 30% de la que se obtendría si se modelara la cimentación como perfectamente empotrada. Esta comparación entre modelos se lleva a cabo haciendo uso de los periodos mostrados anteriormente, pues esta diferencia entre los modelos afecta significativamente a los periodos de los modos de vibración.

En la siguiente tabla se recogen los valores de los periodos de los modelos en los que se tiene en cuenta la interacción suelo-estructura (Modelos 2, 3 y 4), pero sustituyendo los resortes por empotramientos perfectos (Modelos 1, 3' y 4' respectivamente, siendo estos dos últimos los correspondientes a los Modelos 3 y 4 eliminando la interacción suelo-estructura).

Tabla 4-8: Periodos de los Modelos 2, 3 y 4 con la cimentación empotrada.

Tipo de análisis modal	Nº de Modo	Modelo 1		Modelo 3'		Modelo 4'	
		Periodo (s)	Diferencia (%)	Periodo (s)	Diferencia (%)	Periodo (s)	Diferencia (%)
Vectores Propios	1	1,820	38,27%	1,389	36,43%	1,623	31,65%
	2	1,768	31,64%	1,181	32,44%	1,470	27,82%
	3	1,651	28,45%	1,103	15,25%	1,438	15,04%
	4	0,579	32,54%	0,445	36,19%	0,509	30,93%
	5	0,548	24,86%	0,369	40,27%	0,480	26,36%
	6	0,451	43,60%	0,360	31,22%	0,414	27,86%
Vectores de Ritz X	1	1,752	40,86%	1,375	35,82%	1,608	31,00%
Vectores de Ritz Y	1	1,637	39,62%	1,163	32,11%	1,423	28,70%

Tal y como se puede observar, en ninguno de los casos se cumple la condición de que no se reduzca en más de un 30% la acción sísmica. Este hecho implicaría que en fase de diseño se deberían emplear los Modelos 1, 3' y 4' (por la notable reducción de esfuerzos en el edificio que se produce junto con la reducción de los periodos), es decir, aquellos en los que no se tiene en cuenta la interacción suelo-estructura. Los modelos indicados que se deberían emplear, al tener menores periodos, se encuentran más próximos a la llanura del espectro de respuesta de cálculo, lo que conlleva valores de la acción sísmica mayores.

Al tratarse el presente documento de un estudio ajeno al diseño del edificio, se seguirán empleando los modelos en los que se considera la interacción suelo-estructura, con el fin de analizar la influencia que tiene en las diferentes comprobaciones y comparaciones que se detallan en este apartado y en los siguientes.

#### 4.5 Conclusiones del análisis modal

Se presentan en este punto las conclusiones a las que se llega a partir de los resultados expuestos en los anteriores respecto al análisis modal de los distintos modelos realizados.

Hay que tener en cuenta a la hora de sacar las conclusiones de los resultados presentados algunos aspectos relevantes. En primer lugar, el grupo de modelos con sótano (Modelos 1, 2, 3 y 4) y el grupo de modelos sin sótano (Modelos 5, 6 y 7) tienen las mismas masas de forjados, con la diferencia de que el primero de los grupos cuenta con un forjado adicional, el cual separa la planta baja de la planta de sótano, y que tiene unas dimensiones considerablemente mayores que la del resto de forjados. Por otro lado, al rigidizar el edificio debido a la modelización de la tabiquería, se produce un descenso de los periodos de los modos de vibración, debido a los menores desplazamientos que dicha rigidización produce, en función de cuánta rigidez aporte la obra de fábrica.

1. Únicamente en el Modelo 1 no se alcanza a movilizar el 90% de la masa del edificio, debiéndose a la combinación de la presencia de una gran masa en la parte inferior del edificio (las dimensiones se indican en el punto 3.1 y se puede observar fácilmente en la *Figura 3-7*) y a modelar la cimentación como rígida.

2. En todos los modelos, excepto en el mencionado anteriormente, se consigue movilizar el 90% de la masa del edificio en los tres movimientos principales en un número máximo de nueve modos de vibración y un número mínimo de seis modos de vibración.
3. Se comprueba que, al añadir al modelo los cerramientos, aumenta la rigidez del edificio, reduciéndose los periodos de los modos de vibración, ocurriendo lo mismo, pero en menor magnitud, en el caso de los modelos que simulan los cerramientos con los elementos aisladores de energía (SISBRICK) por aportar menor rigidez al sistema estructural.
4. Al comparar los periodos de los Modelos 1 y 2, se constata la gran influencia que tiene el modelar los elementos de cimentación como empotramientos perfectos o con elementos con los que se tiene la interacción suelo-estructura que existe en los grupos de pilotes y el muro perimetral del sótano, los cuales conforman la cimentación del edificio. Este hecho es, además, el mismo por el que no se cumple la condición para poder emplear los modelos con la interacción suelo-estructura, tal y como se comenta en la última conclusión de este apartado.
5. En la mayoría de los modelos el primer modo de vibración se corresponde con un modo de traslación en dirección X, el segundo modo de vibración con un modo de traslación en dirección Y y el tercer modo de vibración con un modo de rotación respecto del eje Z. Sin embargo, en el caso del Modelo 1, el primer modo es de rotación respecto del eje Z, el segundo de traslación en dirección X y el tercero de traslación en dirección Y; y en el caso del Modelo 7, el primero es de traslación en dirección X, el segundo de rotación respecto del eje Z y el tercero de traslación en dirección Y.
6. Comparando los periodos de los Modelos 1 y 5, se observa que, aun siendo pequeña, existe una diferencia en sus periodos, siendo menores los del Modelo 5. Esto se debe a que, mientras que en los modelos sin sótano las plantas se sostienen sobre una cimentación rígida, en el Modelo 1, aunque la planta de sótano cuente con el mismo tipo de modelización de la cimentación, el resto de planta, que son las que tienen en común todos los modelos, se encuentran apoyadas sobre el forjado del sótano, el cual posee unas características de rigidez diferentes a las de los empotramientos. Es por este hecho, que en el Modelo 1, al darse desplazamientos ligeramente mayores, los periodos de los modos de vibración aumentan consecuentemente.
7. No se cumplen los criterios para la validación de la cimentación que considera la interacción suelo-estructura, por lo que en una fase de diseño se deberían emplear los modelos con cimentación perfectamente empotrada. El hecho de realizar los cálculos con los empotramientos como cimentación supone un incremento en los esfuerzos de cálculo al permitir una menor deformación de los elementos del edificio, por lo que se trata de una situación conservadora y del lado de la seguridad.

## 5 Comprobaciones de Estado Límite Último

En el estudio que se está realizando, los elementos más susceptibles de sufrir agotamiento son los pilares, pues gran parte de los esfuerzos generados por los rellenos de obra de fábrica de los marcos de hormigón se transmiten a los pilares, tal y como se detalla en el punto 3.6.5. Para ello se emplean las combinaciones de ELU definidas el subapartado 3.5.3.1.

Se describen las siguientes comprobaciones frente a agotamiento de las secciones de los pilares:

- Sensibilidad a los efectos de segundo orden, según lo indicado en el Eurocódigo 2. Parte 1-1. Se obtiene el nuevo momento flector de diseño en caso de que los efectos de segundo orden no sean despreciables.
- Agotamiento frente a solicitaciones normales (axil y flector), haciendo uso de los diagramas de interacción axil-flector obtenidos de las ecuaciones de equilibrio aplicadas a la sección para las diferentes profundidades de la fibra neutra.
- Agotamiento frente a solicitaciones tangenciales (cortante), según lo indicado en el Eurocódigo 2. Parte 1-1.

Dichas comprobaciones se aplican a los pilares que se indican en el punto 5.1 del presente capítulo, para posteriormente aplicar las comprobaciones y determinar si se produce el agotamiento de la sección y los esfuerzos que lo provocan.

### 5.1 Esfuerzos de ELU

Se muestra en las siguientes figuras la comparación entre los máximos en valor absoluto de cada uno de los esfuerzos, con el fin de comparar a grandes rasgos las diferencias entre los modelos.

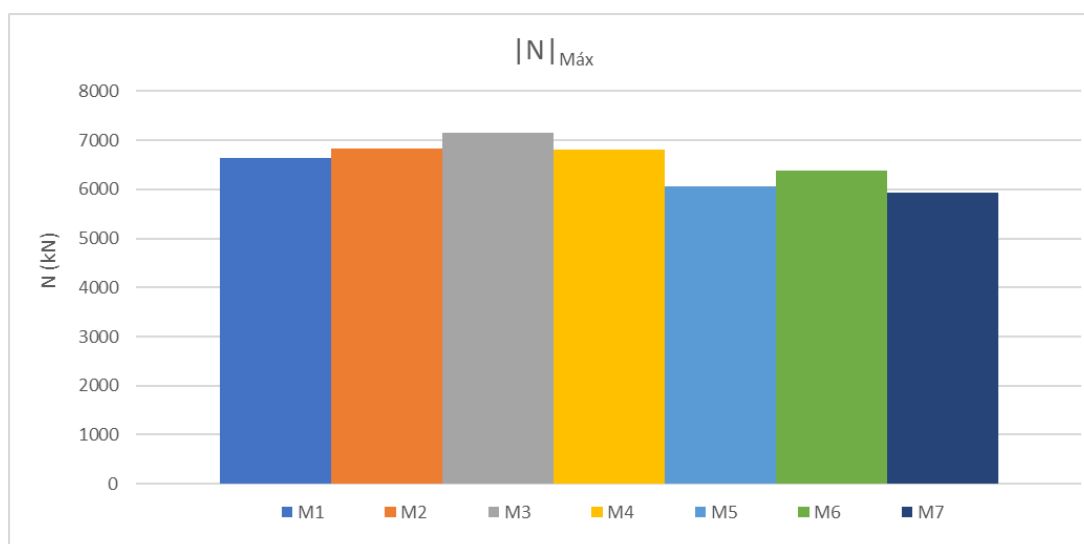


Figura 5-1: Axiles máximos en valor absoluto de cada modelo.

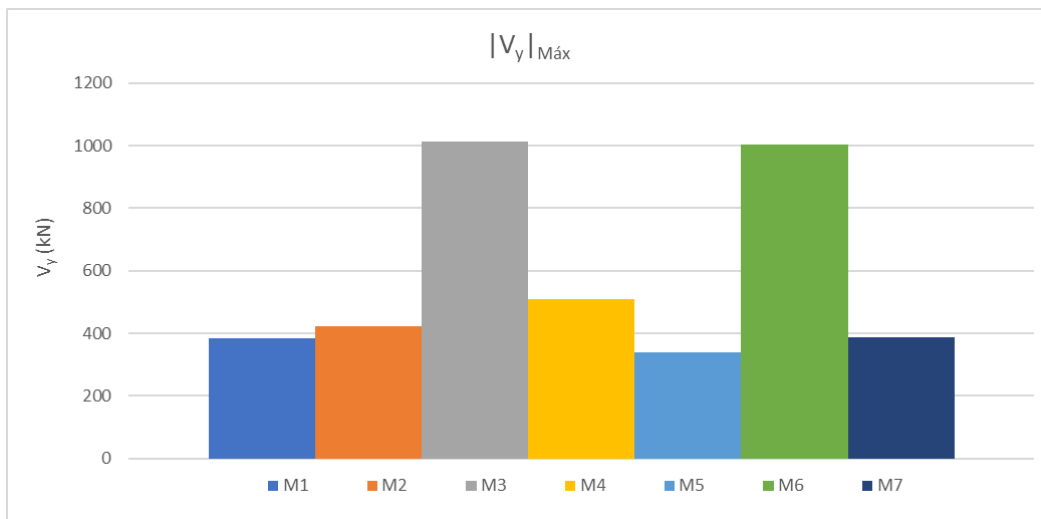


Figura 5-2: Cortantes máximos en dirección Y máximos en valor absoluto de cada modelo.

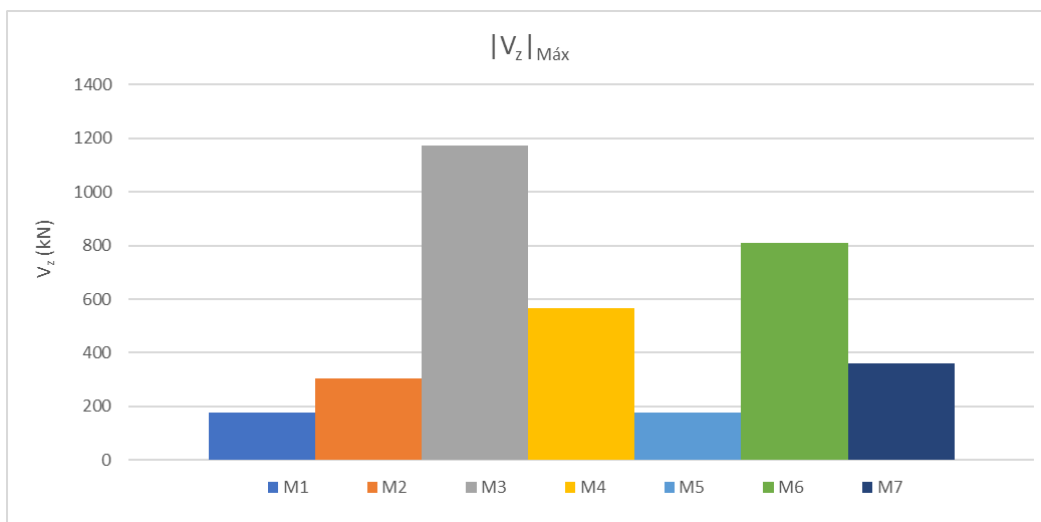


Figura 5-3: Cortantes máximos en dirección Z máximos en valor absoluto de cada modelo

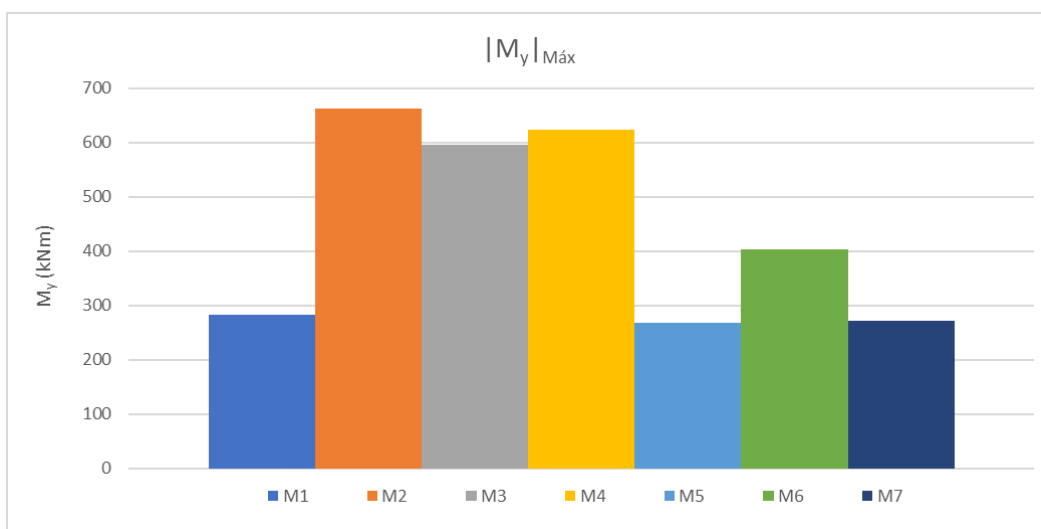


Figura 5-4: Momentos flectores máximos con eje en dirección Y máximos en valor absoluto de cada modelo.



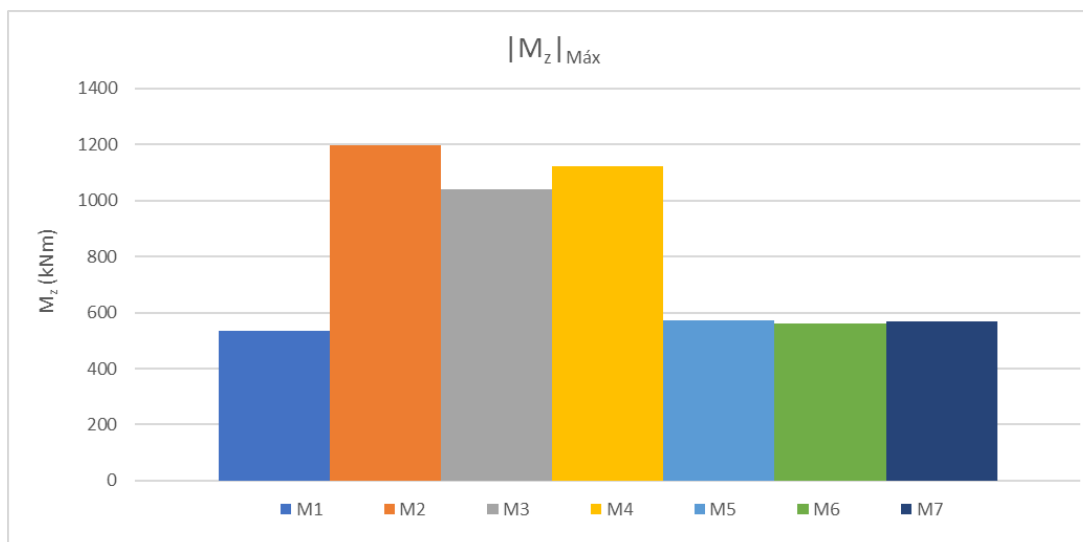


Figura 5-5: Momentos flectores máximos con eje en dirección Z máximos en valor absoluto de cada modelo.

Se muestra a continuación el incremento en la suma de los esfuerzos máximos de cada pilar entre modelos, con el fin de poder visualizar de manera sencilla y simplificada la diferencia en los esfuerzos entre los diferentes modelos, siguiendo la siguiente expresión:

$$\text{Incremento (\%)} = \frac{\sum |E_{p,i,máx,Mj}| - \sum |E_{p,i,máx,Mk}|}{\sum |E_{p,i,máx,Mj}|} \cdot 100$$

Siendo:

$E_{p,i,máx,Mj}$  Esfuerzo correspondiente máximo del pilar  $i$ , en el Modelo  $j$ .

$E_{p,i,máx,Mk}$  Esfuerzo correspondiente máximo del pilar  $i$ , en el Modelo  $k$ .

Para más información al respecto, en el Anejo III se recogen las diferencias en los esfuerzos de cada uno de los pilares entre los modelos.

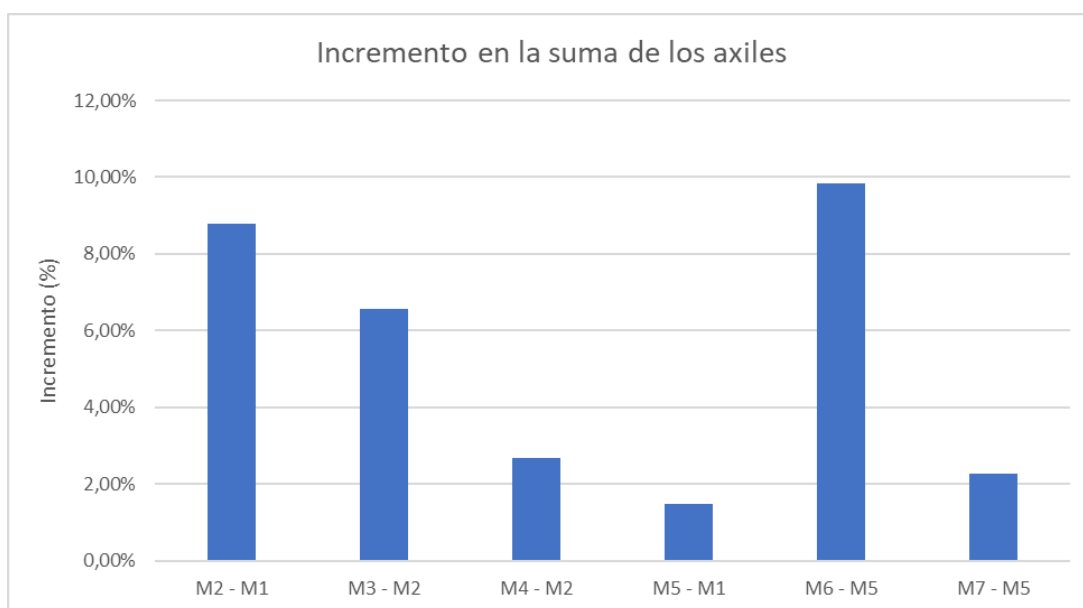


Figura 5-6: Incremento en la suma de los axiles de todos los pilares.

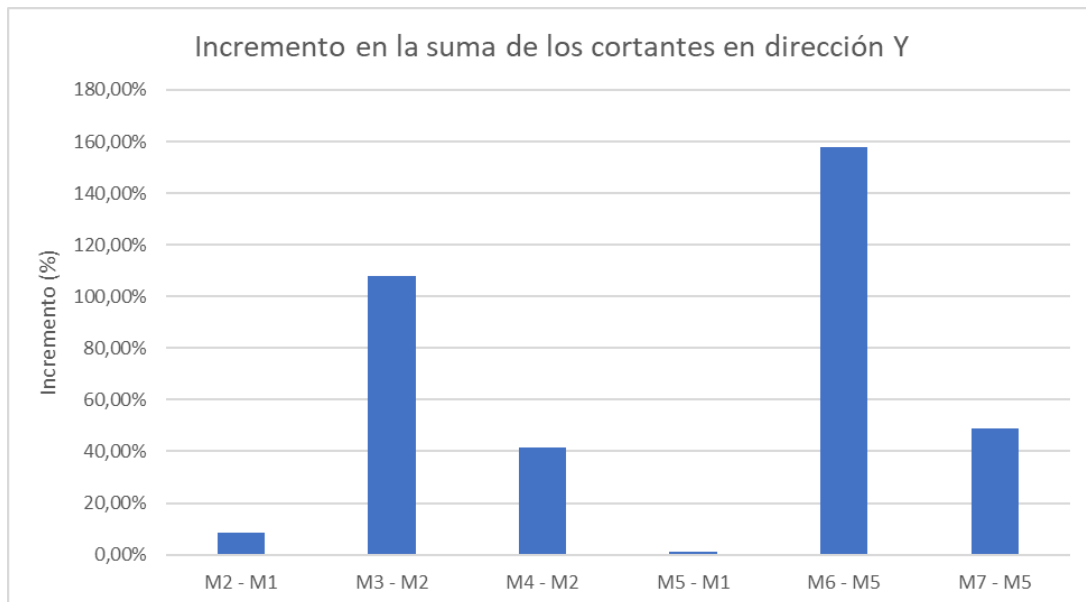


Figura 5-7: Incremento en la suma de los cortantes en dirección Y en valor absoluto de todos los pilares.

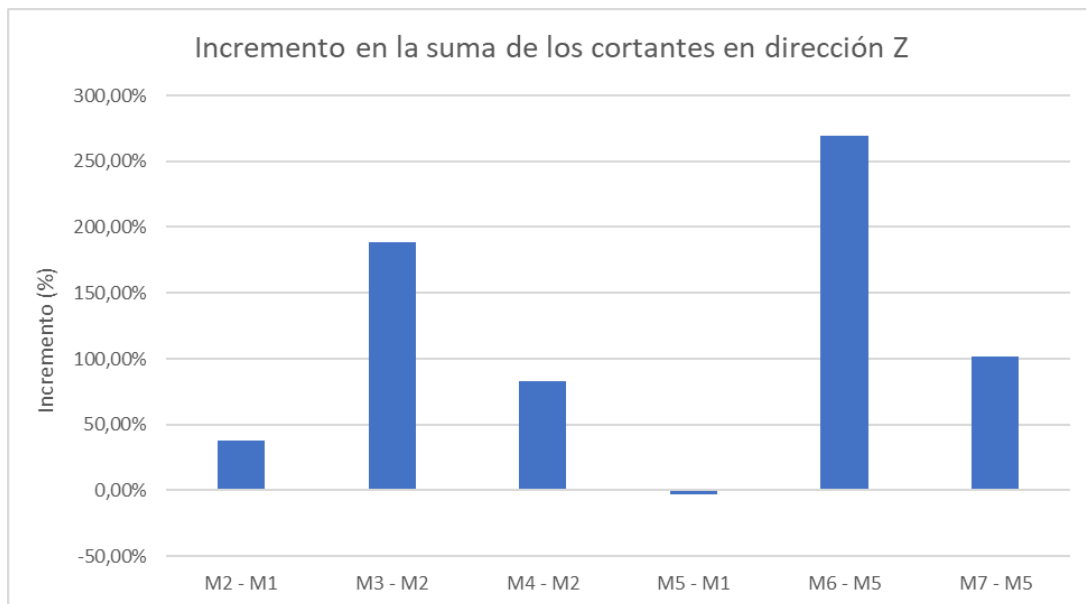


Figura 5-8: Incremento en la suma de los cortantes en dirección Z en valor absoluto de todos los pilares.

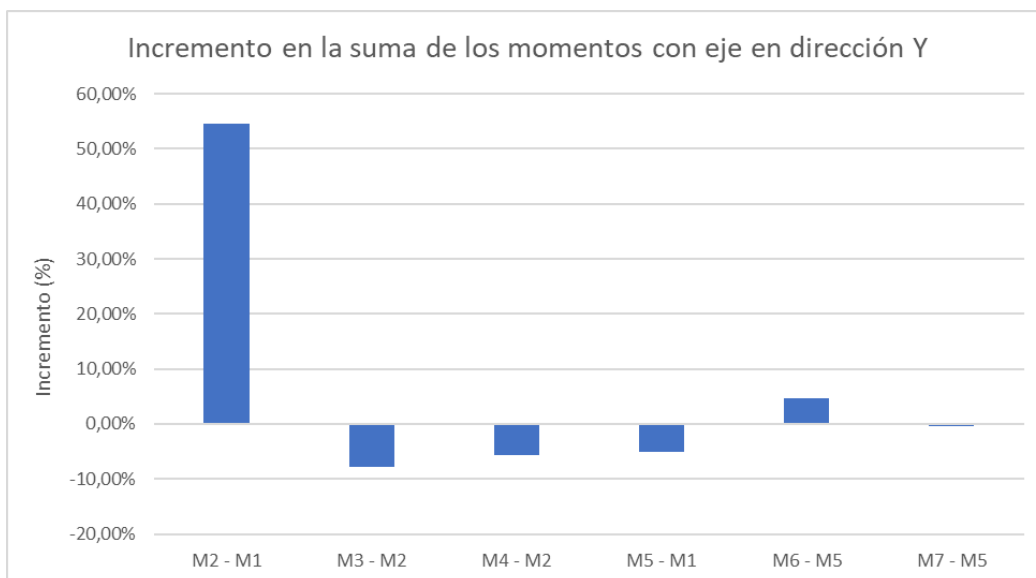


Figura 5-9: Incremento en la suma de los momentos con eje en dirección Y en valor absoluto de todos los pilares.

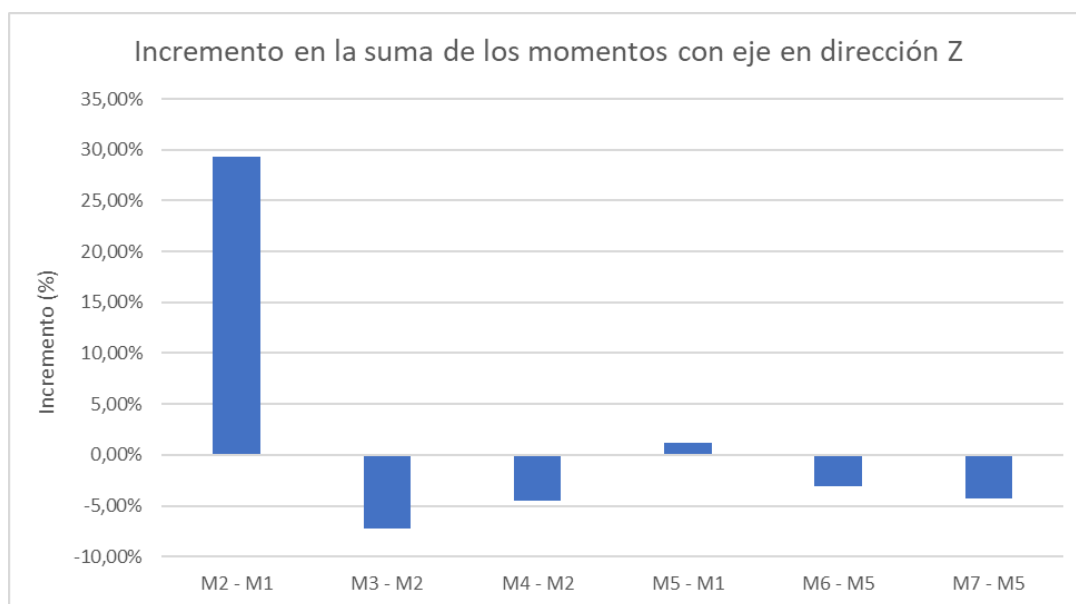


Figura 5-10: Incremento en la suma de los momentos con eje en dirección Z en valor absoluto de todos los pilares.

## 5.2 Procedimiento de las comprobaciones de ELU

### 5.2.1 Comprobaciones frente los efectos de segundo orden

Para la determinación de la sensibilidad a los efectos de segundo orden con carga axil se sigue el apartado 5.8 del Eurocódigo 2. Parte 1-1, en el que se define un criterio simplificado en función de la esbeltez límite y de la esbeltez del elemento. Los efectos de segundo orden pueden ser ignorados en los casos en los que la esbeltez del elemento es menor que la esbeltez límite.

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

La expresión que define dicha esbeltez límite es la siguiente:

$$\lambda_{lim} = 20 \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

Siendo:

- $A$  Parámetro cuya expresión es:  $A = 1 / (1 + 0,2\varphi_{ef})$
- $\varphi_{ef}$  Coeficiente de fluencia eficaz, cuyo valor se supone igual a 2.
- $B$  Parámetro cuya expresión es:  $B = \sqrt{1 - 2\omega}$
- $\omega$  Cuantía mecánica de la armadura, cuya expresión es:  
 $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$
- $A_s$  Área total de la armadura pasiva longitudinal.
- $f_{yd}$  Límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva, cuya expresión es:  $f_{yk} / \gamma_s$
- $f_{yk}$  Límite elástico característico del acero de la armadura pasiva, cuyo valor es de 500 MPa.
- $\gamma_s$  Coeficiente parcial de seguridad del acero de la armadura activa o pasiva, cuyo valor es de 1,15 (Tabla 3-11).
- $A_c$  Área de la sección transversal de hormigón.
- $f_{cd}$  Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.
- $f_{ck}$  Resistencia característica a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica a 28 días.
- $\gamma_c$  Coeficiente parcial de seguridad del del hormigón, cuyo valor es de 1,50 (Tabla 3-11).
- $C$  Parámetro cuya expresión es:  $C = 1,7 - r_m$
- $r_m$  Relación entre los momentos de primer orden,  $(M_{01} / M_{02})$ .
- $M_{01}, M_{02}$  Momentos de empotramiento perfecto, siendo  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ .
- $n$  Esfuerzo axial relativo, cuya expresión es:  $n = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$
- $N_{Ed}$  Valor de cálculo del esfuerzo axial producido por las acciones exteriores.

El momento de primer orden menor ( $M_{01}$ ) se debe tomar como positivo si provoca tracciones en el mismo lado que el momento de primer orden mayor ( $M_{02}$ ), y negativo si produce tracciones en el lado opuesto. Debe tomarse como positivo siempre  $M_{02}$ , variando el signo de  $M_{01}$  en función de lo expuesto anteriormente.

Por otro lado, la esbeltez del elemento objeto del cálculo se obtiene mediante el cociente entre su longitud de pandeo y el radio de giro de la sección de hormigón sin fisurar.

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

Siendo:

- $l_0$  Longitud de pandeo, cuya expresión es:  $l_0 = 0,5 l$ , en el caso de elementos empotrados en sus dos extremos. Se considera este caso el aplicable al encontrarse los pilares restringidos por los forjados.
- $l$  Altura libre entre coacciones extremas del elemento comprimido.
- $i$  Radio de giro de la sección de hormigón sin fisurar, cuya expresión es.

En el caso de que los efectos de segundo orden no se puedan despreciar, el nuevo momento de cálculo se obtiene empleando el método basado en la curvatura nominal, estando definido dicho momento como:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

Siendo:

- $M_{Ed}$  Momento de cálculo producido por las acciones exteriores.
- $M_{0Ed}$  Momento de primer orden, incluyendo el efecto de las imperfecciones.
- $M_2$  Momento nominal de segundo orden.

En el caso de la distribución de este último, se puede suponer como parabólica o sinusoidal, tomándose como parabólica en el presente documento.

Los momentos extremos de primer orden pueden ser reemplazados por un momento extremo de primer orden equivalente:

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02}$$

Siendo:

- $M_{0e}$  Momento extremo de primer orden equivalente, incluyendo el efecto de las imperfecciones.

El momento nominal de segundo orden  $M_2$  se define a partir del axil de cálculo y la flecha, calculada a partir de la curvatura.

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

Siendo:

- $e_2$  Flecha, cuya expresión es:  $e_2 = 1/r \cdot l_0^2 / c$
- $1/r$  Curvatura.
- $c$  Coeficiente que depende de la distribución de la curvatura, tomándose un valor de 10 ( $\approx \pi^2$ ) cuando el momento de primer orden no es constante.

Para secciones transversales simétricas constantes (tanto la sección de hormigón como el armado) la curvatura se puede obtener de la siguiente manera:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}$$

Siendo:

$K_r$  Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$K_\phi$  Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$1/r_0$  Parámetro cuya expresión es:  $1/r_0 = \varepsilon_{yd}/0,45d$

$\varepsilon_{yd}$  Deformación unitaria al límite elástico de cálculo de la armadura pasiva.

$d$  Canto útil de la sección transversal.

Para el cálculo de la deformación unitaria de la armadura pasiva se emplea el diagrama de tensión-deformación, indicado en el Eurocódigo 2. Parte 1-1, en el que se supone que, una vez alcanzado el límite elástico, la deformación sigue creciendo sin que lo haga la tensión que alcanza la armadura, tal y como se puede observar en la *Figura 5-11*.

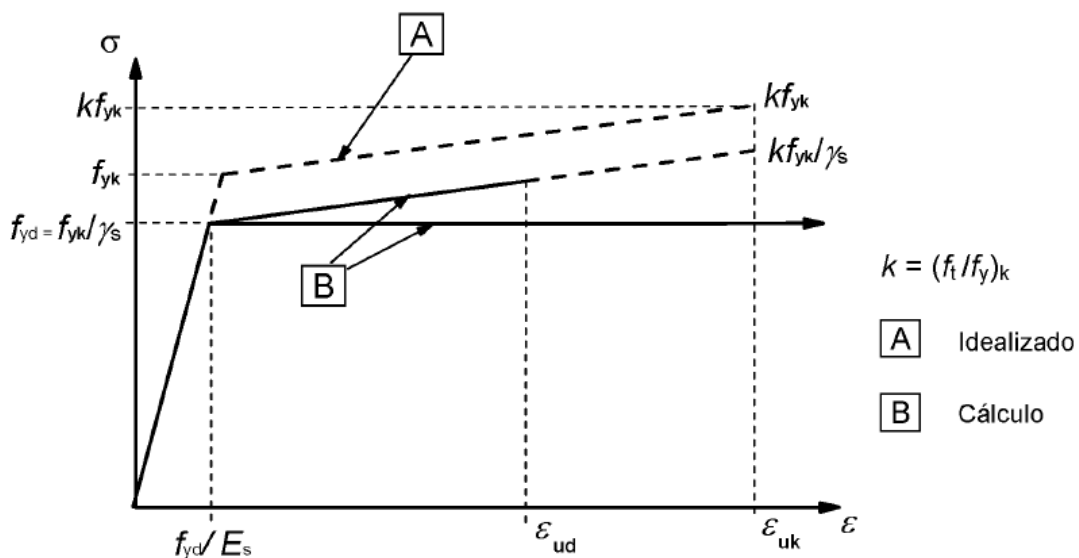


Figura 5-11: Diagramas idealizados y de cálculo de tensión-deformación para acero de armadura pasivas, para tracción y compresión (UNE-EN 1992-1-1).

Por tanto, el valor de la deformación unitaria al límite elástico de cálculo de la armadura pasiva se calcula de la siguiente manera:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{f_{yk}/\gamma_s}{E_s}$$

Siendo:

$E_s$  Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva, cuyo valor es de 200000 MPa.

Por lo que el resultado es:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yk}/\gamma_s}{E_s} = \frac{500/1,15}{200000} = \frac{434,78}{200000} = 2,17 \text{ ‰}$$

En cuanto al canto útil, se define en el proyecto del edificio el recubrimiento nominal de los elementos de hormigón como igual a 50 mm, por lo que, generalizando a armaduras longitudinales de diámetro 20 mm y cercos de diámetro 6 mm, se obtiene que el canto útil de la sección de hormigón es igual al canto de la sección restándole 66 mm.

El valor del coeficiente de corrección se obtiene de la siguiente expresión:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1$$

Siendo:

$n_u$  Parámetro cuya expresión es:

$n_{bal}$  Valor de  $n$  en el momento máximo de resistencia, pudiendo usar el valor de 0,4.

Se coeficiente que tiene en cuenta los efectos de la fluencia se define con la siguiente expresión:

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$$

Siendo:

$\beta$  Parámetro cuya expresión es:  $\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$

Tal y como se ha comentado anteriormente, para el cálculo del momento extremo de primer orden equivalente se deben tener en cuenta las imperfecciones, por lo que los momentos de primer orden extremos se modifican a los resultantes de las siguientes expresiones:

$$M_{02} = \max\{|M_{Ed,top}|; |M_{Ed,bottom}|\} + N_{Ed} \cdot e_i$$

$$M_{01} = \min\{|M_{Ed,top}|; |M_{Ed,bottom}|\} \pm N_{Ed} \cdot e_i$$

Siendo:

$e_i$  Excentricidad, cuya expresión es:  $e_i = \theta_i \cdot l_0/2$

$\theta_i$  Inclinación, cuya expresión es:  $\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$

$\theta_0$  Valor básico de la inclinación, cuyo valor recomendado es:  $1/200$ .

$\alpha_h$  Coeficiente de reducción para longitud o altura, cuya expresión es:  
 $\alpha_h = 2/\sqrt{l}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

$\alpha_m$  Coeficiente de reducción por número de elementos, cuya expresión es:  
 $\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)}$

$m$  Número de elementos verticales que contribuyen al efecto total, cuyo valor se va a tomar igual a 1.

El momento de cálculo se obtiene de la combinación de las distribuciones de momentos flectores de primer orden y de los nominales de segundo orden.

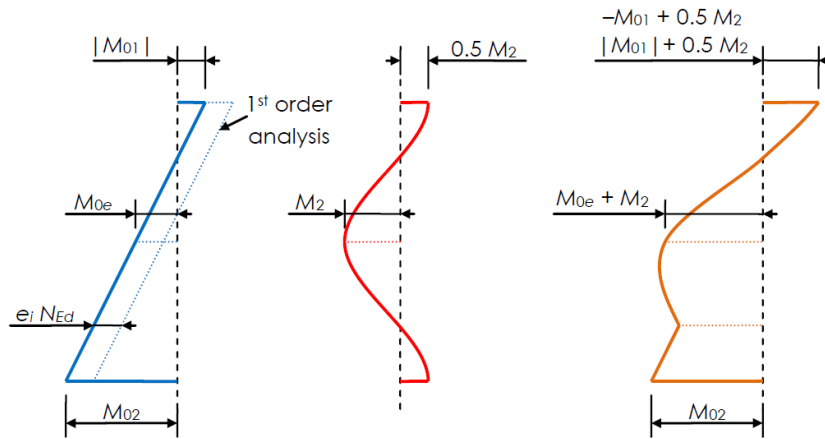


Figura 5-12: Ley de momentos de primer orden, de momentos nominales de segundo orden y resultante.

Además, hay que tener en cuenta una excentricidad mínima aplicado al esfuerzo axial en caso de accidental.

$$e_0 = \max\left\{\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right\}$$

Siendo:

$e_i$  Excentricidad mínima.

$h$  Canto de la sección transversal.

El momento de cálculo se obtiene del valor máximo de los siguientes:

$$M_{Ed} = \max\{M_{02}; M_{0e} + M_2; |-M_{01} + M_2|; N_{Ed} \cdot e_0\}$$

### 5.2.2 Comprobaciones frente sollicitaciones normales de ELU

Para las comprobaciones de ELU se emplea el diagrama bilineal de tensión deformación del hormigón.

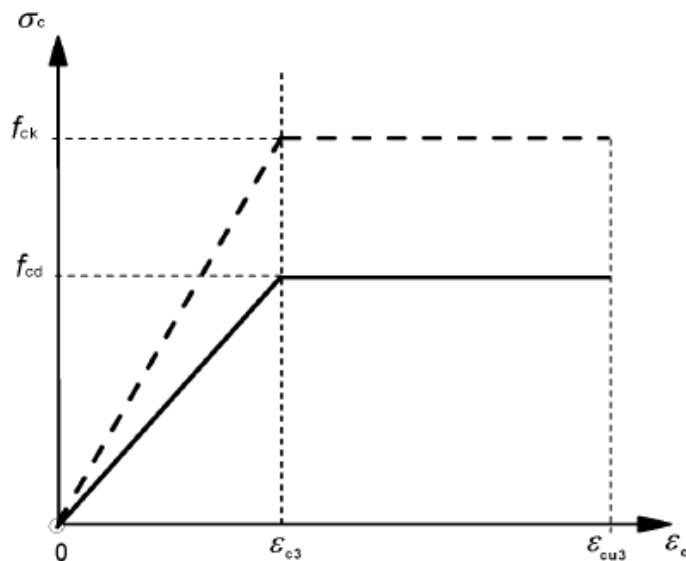


Figura 5-13: Diagrama bilineal tensión-deformación del hormigón (UNE-EN 1992-1-1).

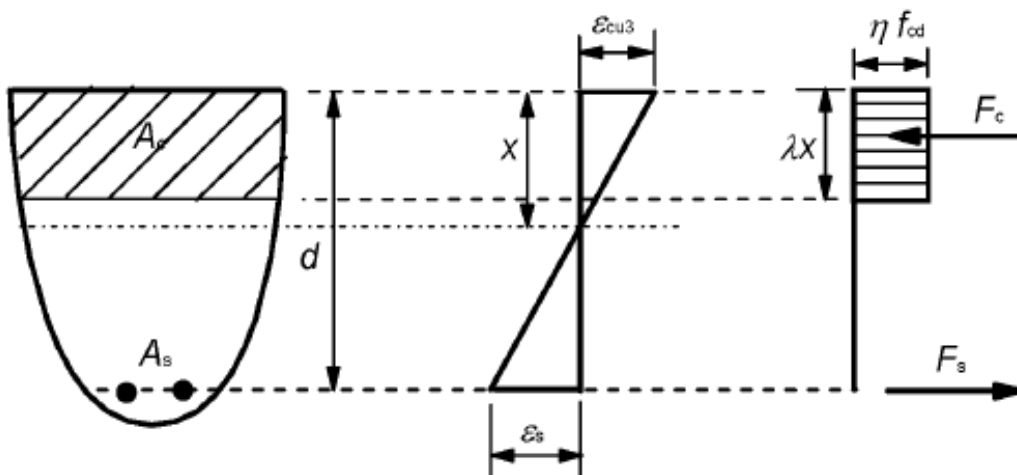


Siendo:

$\varepsilon_{c3}$  Deformación unitaria bajo carga máxima del hormigón en compresión conforme al diagrama bilineal de tensión deformación, cuyo valor es de 1,75 ‰ cuando  $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ .

$\varepsilon_{cu3}$  Deformación unitaria última del hormigón en compresión conforme al diagrama bilineal de tensión deformación, cuyo valor es de 3,5 ‰ cuando  $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ .

Se supone una distribución rectangular de tensiones en el hormigón como la que se muestra en la *Figura 5-14*. En dicha distribución el coeficiente  $\lambda$  (igual a 0,8 cuando  $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ ) define la profundidad eficaz de la zona de compresión en la sección y el coeficiente  $\eta$  (igual a 1 cuando  $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ ) define la resistencia eficaz del hormigón.



*Figura 5-14: Diagrama rectangular de la tensión (UNE-EN 1992-1-1).*

Siendo:

$x$  Profundidad de la fibra neutra, tomada desde la cara superior de la sección transversal.

$F_c, F_s$  Fuerza resultante de las tensiones en el hormigón y en las armaduras respectivamente.

El agotamiento de la sección se produce en el momento en que una de las fibras o pivotes alcanza una deformación límite, estando el plano de deformaciones de la sección determinado por la profundidad de la fibra neutra. Dichos pivotes son los que se definen a continuación y se muestran en la *Figura 5-15*:

- **Pivote A:** Es la fibra correspondiente a la posición de la armadura más traccionada, cuya deformación es  $\varepsilon_{ud} = -10 \text{ ‰}$ .
- **Pivote B:** Es la fibra más comprimida de la sección, cuya deformación se corresponde con la máxima del hormigón en flexión, siendo  $\varepsilon_{cu,f} = \varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$ .
- **Pivote C:** Es la fibra situada a una profundidad  $x_c = \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu,c}}{\varepsilon_{cu,f}}\right) \cdot h$ , cuya deformación se corresponde con la máxima del hormigón en compresión simple, siendo  $\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$ .

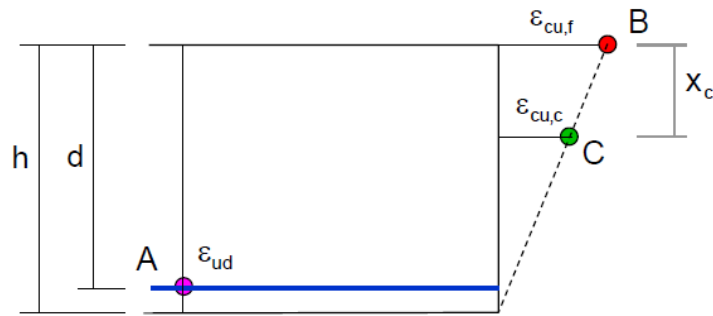


Figura 5-15: Pivotes de los dominios de deformación.

El pivote que define la rotura de la sección depende del dominio de deformación. Los dominios de deformación son los que se muestran a continuación:

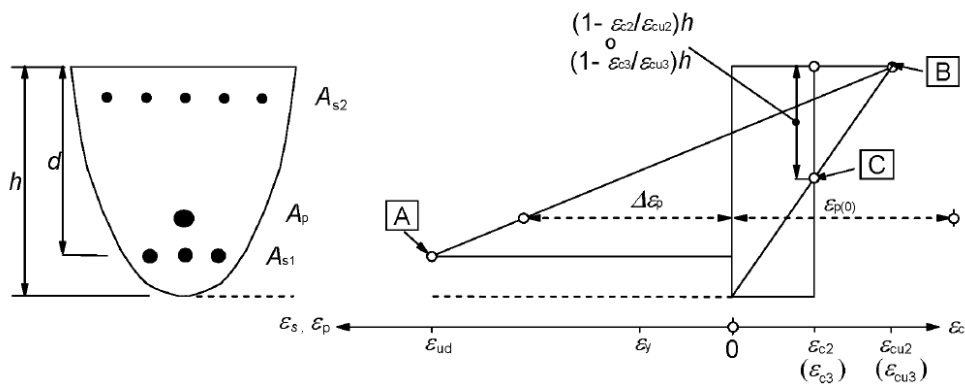


Figura 5-16: Distribuciones posibles de alargamiento y de la deformación unitaria en Estado Límite Último (UNE-EN 1992-1-1).

Las deformaciones en la sección transversal se definen a partir de la deformación en el origen de esfuerzos, que coincide con el centro de gravedad de la sección, ( $\epsilon_0$ ) y de la pendiente de la ley plana de deformaciones ( $c$ ), como se muestran en la Figura 5-17.

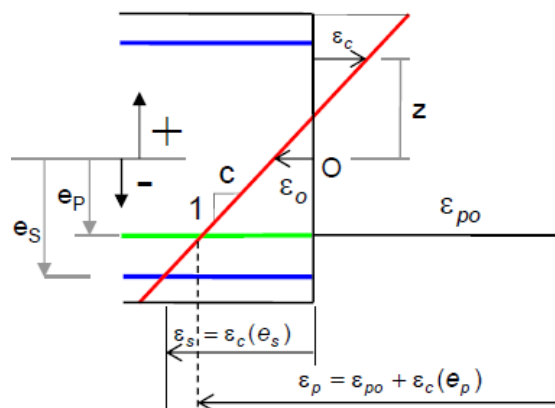


Figura 5-17: Ley plana de deformaciones de la sección.

La ecuación de la recta que define el plano de deformaciones la siguiente:

$$\epsilon_c = \epsilon_0 + c \cdot z$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c(e_s) = \epsilon_0 + c \cdot e_s$$

Los valores de la pendiente del plano de deformación y de la deformación en el centro de esfuerzos se definen a continuación, en función de las deformaciones límite comentadas anteriormente y de la profundidad de la fibra neutra.

- Para  $-\infty < x \leq x_{AB}$

$$c = \frac{\varepsilon_{ud}}{x - d}$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{ud} \frac{x - v_1}{x - d}$$

Siendo:

$x_{AB}$  Profundidad de la fibra neutra a la cual se cortan la sección transversal y la línea que une los pivotes A y B, cuya expresión es:  $x_{AB} = \frac{d}{1 - \varepsilon_{ud}/\varepsilon_{cu,f}}$

$v_1$  Distancia del centro de gravedad de la sección transversal a la cara superior de la sección.

- Para  $x_{AB} < x \leq h$

$$c = \frac{\varepsilon_{cu,f}}{x}$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cu,f} \frac{x - v_1}{x}$$

- Para  $h < x \leq \infty$

$$c = \frac{\varepsilon_{cu,c}}{x - x_c}$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cu,c} \frac{x - v_1}{x - x_c}$$

A partir de lo expuesto, empleando las deformaciones unitarias límite del hormigón y del acero, se aplican las ecuaciones de equilibrio (Figura 5-18) para obtener el axil y el momento últimos a partir de las tensiones en las sección de hormigón y en las armaduras.

$$N_u(x) = \int_0^x \sigma_c(x) \cdot b(z_c) \cdot dz_c + \sum_{i=1}^{n_s} A_{si} \cdot \sigma_{si}(x)$$

$$M_u(x) = \int_0^x \sigma_c(x) \cdot (v_1 - z_c) \cdot b(z_c) \cdot dz_c + \sum_{i=1}^{n_s} A_{si} \cdot \sigma_{si}(x) \cdot e_{si}$$

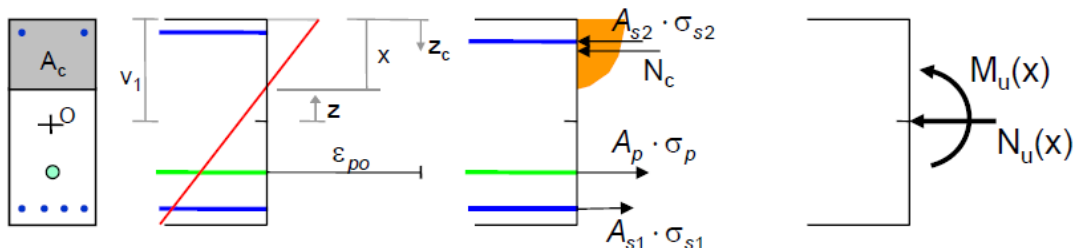


Figura 5-18: Distribución de tensiones en la sección transversal y resultantes de las ecuaciones de equilibrio.

De la aplicación de las ecuaciones de equilibrio a para cada valor posible de la fibra neutra se obtiene el diagrama de interacción axil-flector último de una determinada sección, del cual, para simplificar el cálculo, se calcula únicamente la parte superior y los momentos de cálculo se toman en valor absoluto.

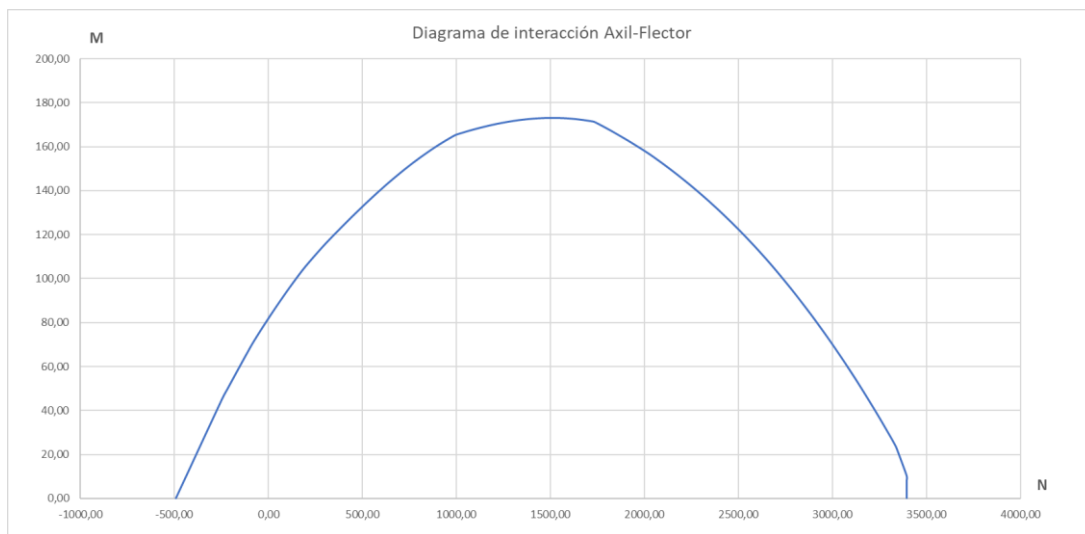


Figura 5-19: Ejemplo diagrama de interacción axil-flector.

Obtenidos los diagramas de interacción, se compara el axil de cálculo con los axiles resistentes de compresión y de tracción (axiles últimos máximo y mínimo del diagrama respectivamente), comprobando si la sección se agota por tracción o compresión pura.

Para la comprobación de la combinación de axil-flector, dado el axil de cálculo al que está sometida la sección, se obtiene el momento flector resistente en cada dirección (que coincide con el momento último correspondiente a la línea que divide las dos regiones del diagrama de interacción), el cual se compara con el momento flector de cálculo.

Para finalizar las comprobaciones frente a sollicitaciones normales, se comprueba los pilares frente a la flexión biaxial. Para realizarla se emplea la siguiente expresión, debiendo tener en cuenta que los momentos de cálculo deben considerar los efectos de segundo orden si procede y que los momentos resistentes son los obtenidos con los diagramas de interacción axil-flector indicados anteriormente.

$$\left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^a \leq 1$$

Siendo:

$M_{Ed,z/y}$  Momento de cálculo con eje en la respectiva dirección, incluyendo efectos de segundo orden.

$M_{Rd,z/y}$  Momento resistente con eje en la respectiva dirección.

$a$  Parámetro dependiente de los axiles de cálculo y resistente.

El parámetro  $a$ , para secciones rectangulares, depende de la relación:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$$

Siendo:

$N_{Rd}$  Axil resistente, cuya expresión es:  $A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$

Los intervalos que definen en valor del parámetro  $\alpha$  son los que se muestran a continuación:

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
$\alpha =$	1,0	1,5	2,0

### 5.2.3 Comprobaciones frente solicitaciones tangenciales de ELU

Para realizar las comprobaciones frente a solicitaciones tangenciales se emplean las expresiones del modelo en celosía plana del Eurocódigo 2. Parte 1-1.

En dicho modelo se indica que, para los elementos con armadura de cortante, la resistencia a cortante de la sección es la menor de las dos que se muestran a continuación:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cotg \theta + \cotg \alpha)}{(1 + \cotg^2 \theta)}$$

Siendo:

$V_{Rd,s}$  Resistencia a cortante de la sección transversal con armadura de cortante.

$V_{Rd,máx}$  Resistencia máxima a cortante de las bielas de compresión.

$A_{sw}$  Área de la sección transversal de la armadura de cortante.

$s$  Separación de los cercos.

$z$  Brazo mecánico.

$f_{ywd}$  Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante, adoptándose el valor de 400 MPa.

$\theta$  Ángulo entre la biela comprimida del hormigón y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante, debiendo limitar su valor entre los siguientes límites:  $0,5 \leq \cotg \theta \leq 2$ .

$\alpha$  Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$\alpha_{cw}$  Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$b_w$  Anchura mínima entre los cordones de tracción y compresión, que, al ser secciones rectangulares, coincide con la anchura de la sección transversal.

$v_1$  Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante, cuyo valor es de 0,6 cuando  $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$ .

El coeficiente  $\alpha_{cw}$  depende de la tensión media del hormigón debida al axil de cálculo, teniendo en cuenta la armadura.

$$\alpha_{cw} = \begin{cases} 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & , \quad \text{si } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \\ 1,25 & , \quad \text{si } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd} \\ 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & , \quad \text{si } 0,50f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$  Tensión media de compresión en el hormigón debida al esfuerzo axil de cálculo, teniendo en cuenta la armadura.

### 5.3 Resultados de las comprobaciones de ELU

En el presente punto se muestran los resultados de las comprobaciones anteriormente expuestas clasificando los pilares en función de si se agotan o no para cada sollicitación y en general.

#### 5.3.1 Resultados de los efectos de segundo orden

Se muestra a continuación el número de pilares de cada modelo que son susceptibles a los efectos de segundo orden.

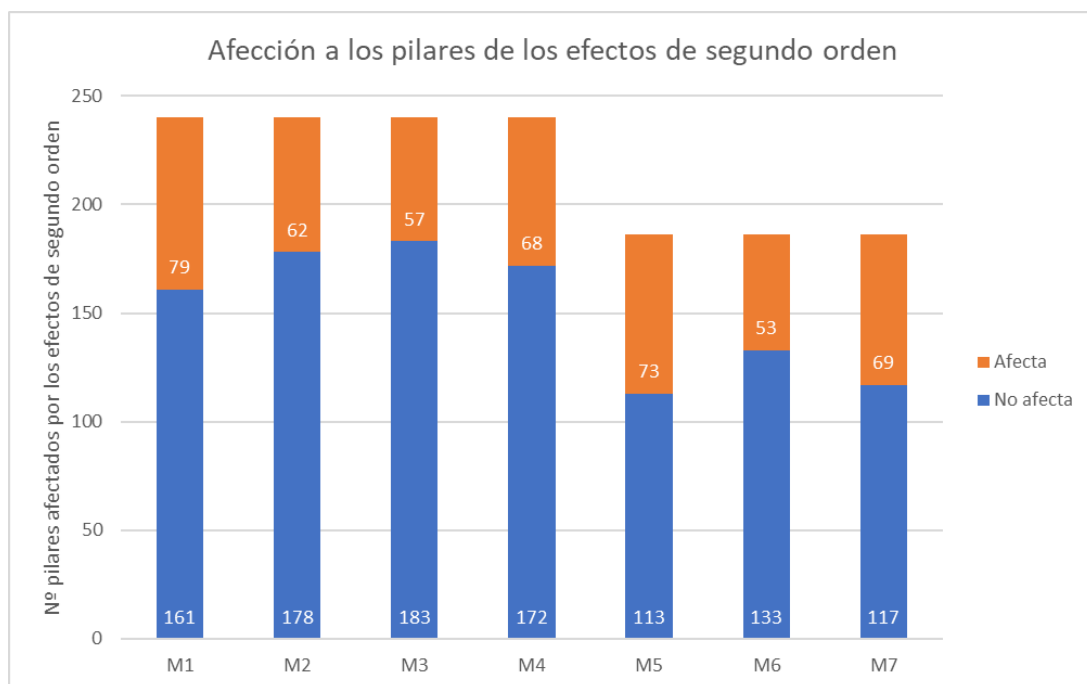


Figura 5-20. Afección a los pilares de los efectos de segundo orden.

### 5.3.2 Resultados de las comprobaciones frente solicitaciones normales de ELU

Se muestra a continuación el número de pilares de cada modelo que en los que se produce el agotamiento debido a solicitaciones normales.

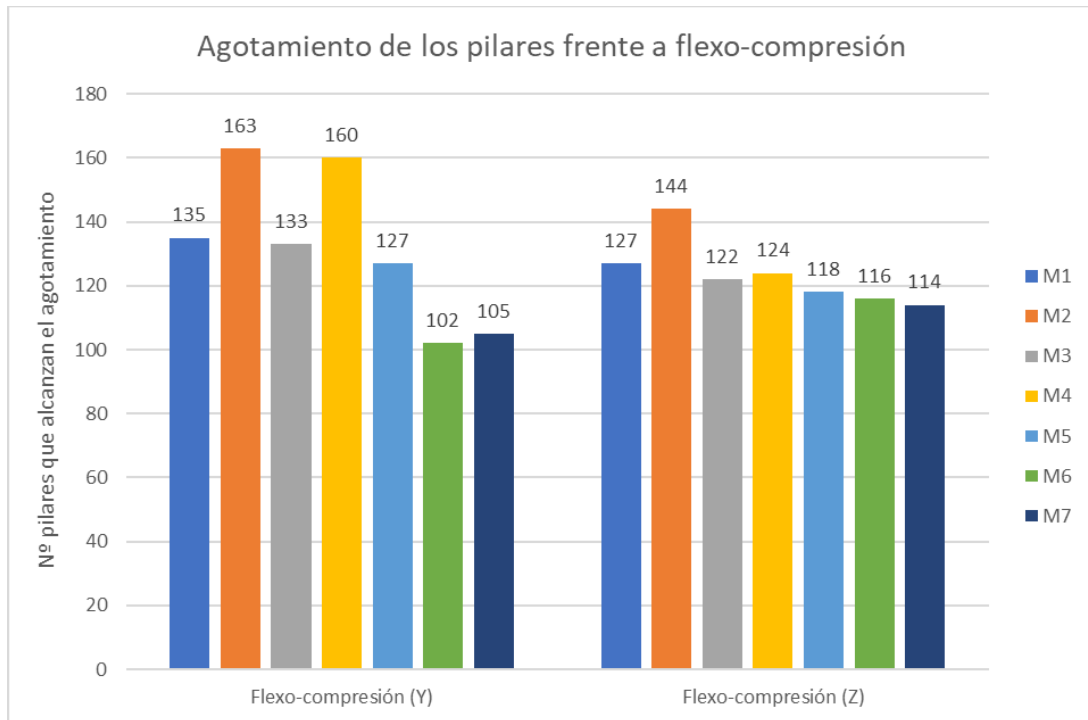


Figura 5-21: N° de pilares agotados frente a flexo-compresión.

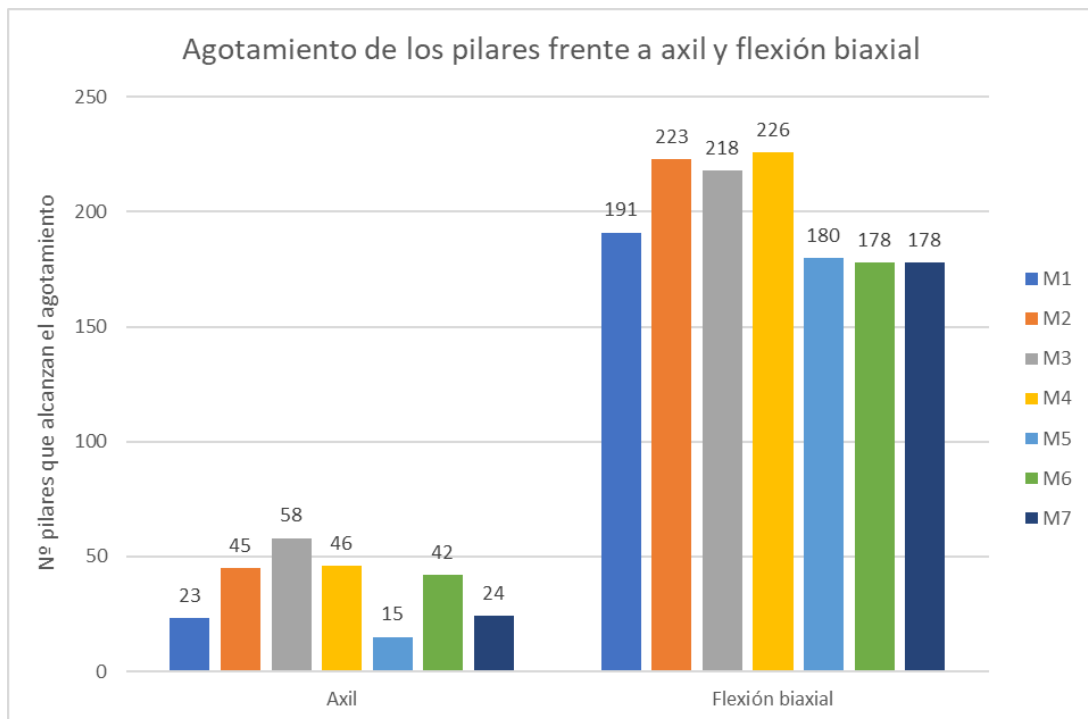


Figura 5-22: N° de pilares agotados frente a flexo-compresión.

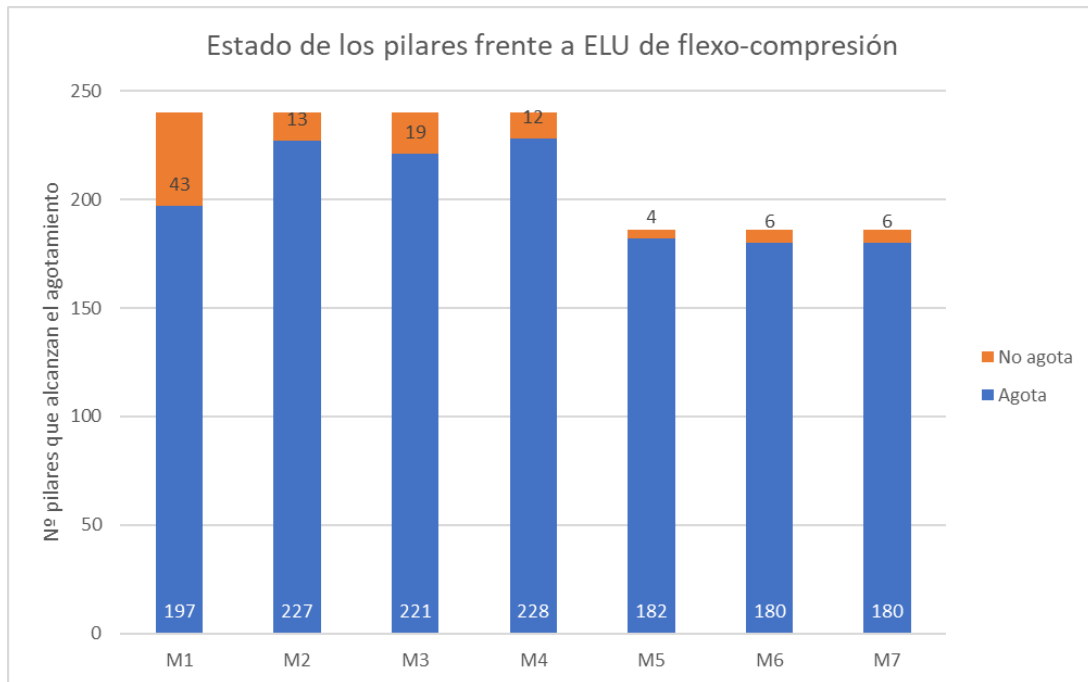


Figura 5-23: Agotamiento de los pilares frente a flexo-compresión.

### 5.3.3 Resultados de las comprobaciones frente solicitaciones tangenciales de ELU

Se muestra a continuación el número de pilares de cada modelo que en los que se produce el agotamiento debido a solicitaciones tangenciales.

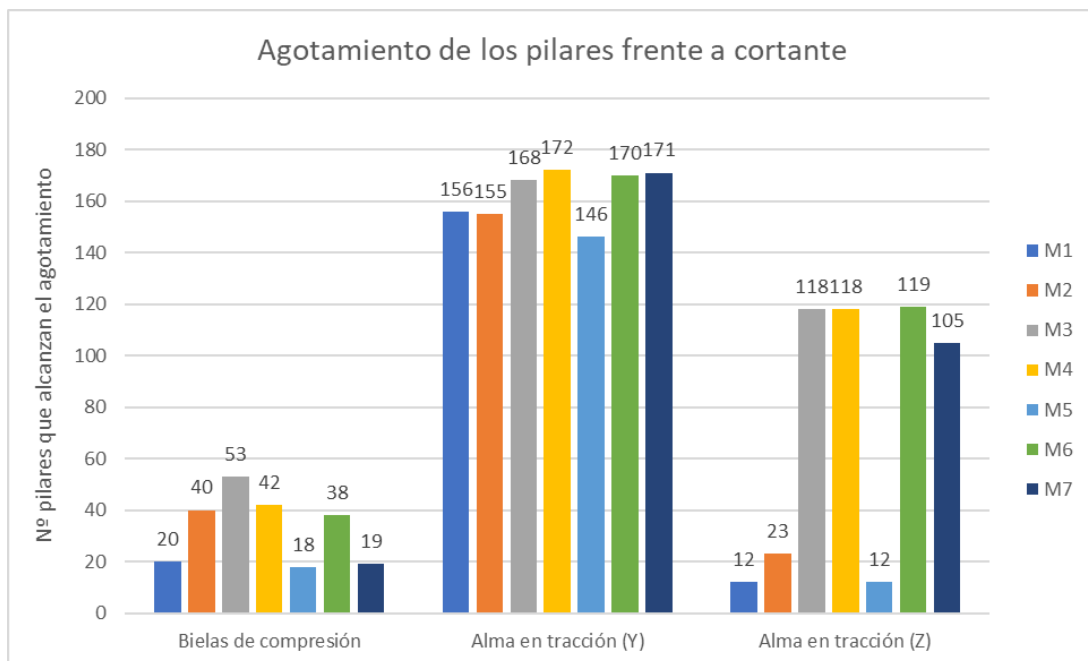


Figura 5-24: N° de pilares agotados frente a cortante.



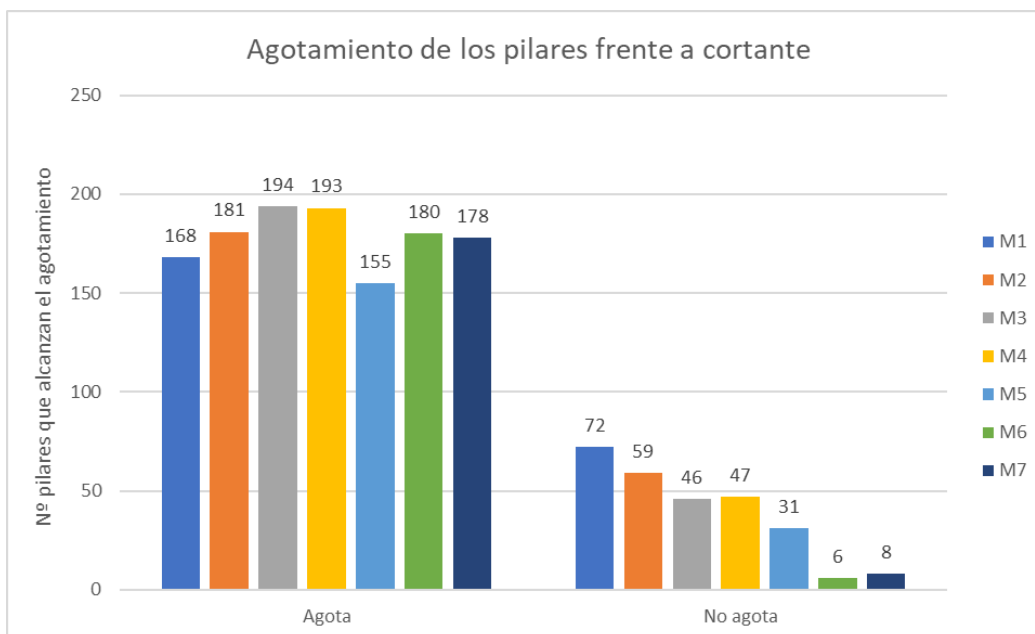


Figura 5-25: Agotamiento de los pilares frente a cortante.

## 5.4 Conclusiones de las comprobaciones de ELU

De los resultados mostrados en el presente capítulo se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. La inclusión de los cerramientos en el modelo de cálculo genera un aumento en los axiles, debido al efecto pantalla que se genera al rellenar los marcos que conforman los pórticos. Por este mismo motivo se observa un descenso en los momentos flectores, que al tener un impedimento a la deformación que provocan, el descenso en los momentos se traduce en el aumento de axil comentado.
2. Se produce un incremento considerable de los cortantes en los marcos en los que se han modelado los cerramientos del edificio, llegando a ser hasta 14,77 veces mayores comparando entre los Modelo 6 y 5 (modelos sin sótano con cerramiento convencional y sin cerramiento respectivamente) y hasta 8,61 veces mayores comparando entre los Modelos 3 y 2 (modelos con sótano con cerramiento convencional y sin cerramiento respectivamente). Por otra parte, comparando los modelos con cerramiento con los elementos aisladores y los modelos sin cerramientos, tenemos que ese incremento en los cortantes se reduce en gran medida, disminuyendo en la comparación entre los Modelos 7 y 5 (modelos sin sótano) a hasta 4,88 veces y hasta 4,17 veces entre los Modelos 4 y 2 (modelos con sótano). Como se puede observar, la influencia de la manera de modelar los cerramientos es notable, especialmente en los esfuerzos cortantes. Además, cabe resaltar que el cambio de cimentación rígida (Modelo 1) a una cimentación en la que se considera la interacción suelo-estructura (Modelo 2) supone un cambio relevante en el cortante en dirección Z y en los momentos flectores respecto de los dos ejes, mientras que para el axil y el cortante en dirección Y los cambios no son tan importantes.
3. Se observa que, al comparar los axiles máximos que se dan en cada modelo con el número de pilares que son susceptibles a los efectos de segundo orden, la forma de los gráficos sigue la misma tendencia, confirmado el efecto que tienen las diferencias en entre los diferentes modelos sobre los efectos de segundo orden al igual que en los esfuerzos axiles.

4. El número de pilares agotados por axil aumenta con la adición de los cerramientos convencionales a los pórticos, y se reduce en el caso de los cerramientos con los elementos aisladores, acercándose al valor de pilares agotados en los modelos sin cerramientos. Esto reafirma el incremento de los axiles debido a la consideración de la obra de fábrica, por la redistribución de esfuerzos que se produce por el impedimento a la deformación por flexión debido al relleno de los marcos. Es, además, por esta reducción de los momentos flectores, por lo que la inclusión de los cerramientos provoca que se agoten menos pilares por flexo-compresión (teniendo en cuenta que al aumentar los axiles, una mayor cantidad se agotan por axil antes de agotarse por flexo-compresión).
5. El patrón de los pilares que no cumplen con las limitaciones frente a flexión biaxial coincide con el de los momentos flectores máximos de la *Figura 5-4* y *Figura 5-5*, siendo la gran mayoría de los pilares de cada modelo en los que se da esta situación debido a la alta relación entre el axil de cálculo y el resistente y entre los momentos de cálculo y resistentes. El sismo genera momentos flectores elevados en los pilares y relativamente simétricos, lo que hace que la restricción de flexión biaxial sea limitante.
6. A pesar del fuerte incremento en los cortantes debido a los cerramientos en los pórticos, el incremento en los pilares agotados frente a cortante no es notable (*Figura 5-25*) debido a que un gran número de pilares ya alcanzaban el fallo a causa de los cortantes que genera la acción sísmica. Además, se observa en la *Figura 5-24* que entre los modelos con tabiquería convencional (Modelos 3 y 6) y con elementos aisladores (Modelos 4 y 7), no solo hay poca diferencia por lo comentado anteriormente, si no que un mayor número de pilares se agotan. Este hecho se debe a dos motivos principalmente, ambos motivados por el débil armado transversal de las secciones de los pilares. El primer motivo es el hecho de que, aunque de los modelos con cerramiento convencional a los modelos con cerramientos con elementos aisladores se produzca un descenso notable de los cortantes en los pilares afectados por los cerramientos, en muchos casos no es suficiente para evitar que se produzca el fallo por cortante en los pilares afectados por la tabiquería. El segundo motivo se basa en que, tal y como puede observarse en las figuras del Anejo III, si bien resulta evidente que pilares están afectados directamente por la tabiquería, se observa que la relación entre los cortantes de los modelos indica que en los pilares no afectados se dan cortantes de mayor valor en los modelos sin cerramiento, seguidos de los modelos con SISBRICK, que en los modelos con tabiquería convencional. Es por la combinación de ambos sucesos por los que en los modelos con cerramientos con SISBRICK se agotan una cantidad ligeramente superior de pilares.
7. De la siguiente figura (*Figura 5-26*) se extrae que, en todos los modelos, hay una gran cantidad de pilares que alcanzan el agotamiento, teniendo en cuenta tanto las solicitaciones normales como transversales de Estado Límite Último. Este hecho indica que, independientemente de las diferencias entre los modelos, el edificio ha sido diseñado sin tener en consideración la acción sísmica. En los modelos en los que se representa la planta sótano, agotan un número menor de pilares en aquel en el que se modelan los cerramientos convencionales, debiéndose a que la planta de sótano no cuenta con cerramientos relevantes entre pilares y una gran parte de los pilares solo tienen un forjado sobre ellos, haciendo que el número de pilares que agotan en estos tres modelos se parezca más a la *Figura 5-23*, en la que se muestra los pilares que agotan por las solicitaciones normales. Por otra parte, en los tres modelos siguientes, en los que no se tiene en cuenta la planta de sótano, sigue la tendencia del agotamiento de los pilares que marca la comprobación frente a esfuerzos tangenciales.

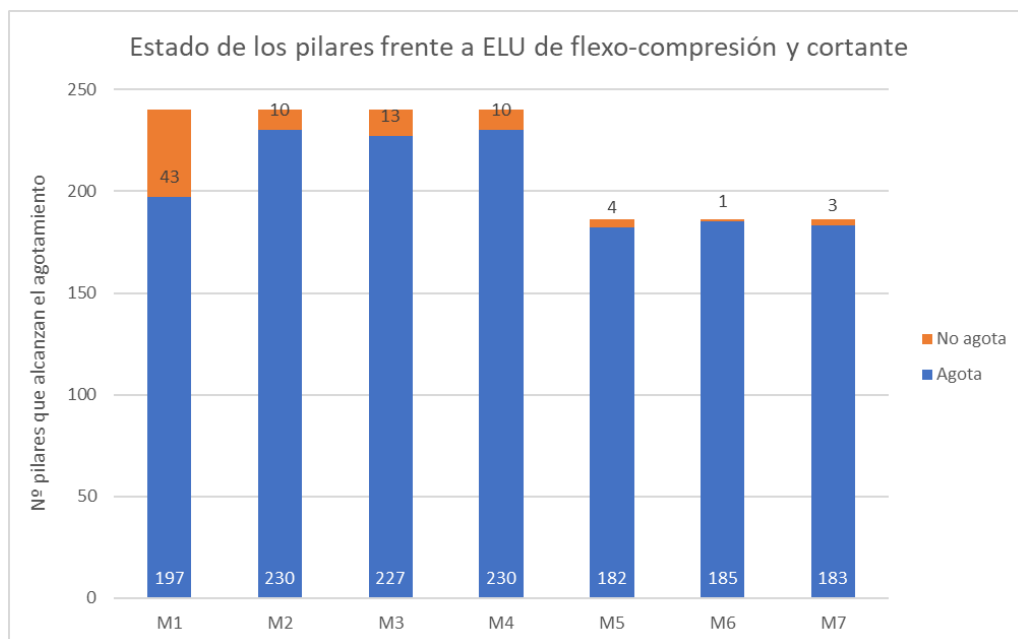


Figura 5-26: Agotamiento de los pilares frente a Estado Límite Último.

8. Para finalizar, en la *Figura 5-27* se observa cómo, a pesar de que no existe una gran diferencia entre el número de pilares que se agotan frente a cortante, si se obtienen los armados transversales que serían necesarios para que no se produjera el fallo frente a cortante y, con ello, el peso total de acero de dicho armado, se confirma de manera sencilla la gran influencia que tiene la presencia o no de los cerramientos en los cortantes a los que están sometidos los pilares del edificio. Es tal la influencia que en los modelos con cerramientos convencionales (Modelos 3 y 6) se llega a duplicar la armadura de cortante necesaria en los modelos sin cerramientos (Modelos 2 y 5), mientras que en los modelos con cerramientos con los elementos aisladores (Modelos 4 y 7) se reduce gran parte de dicho incremento en la armadura transversal.

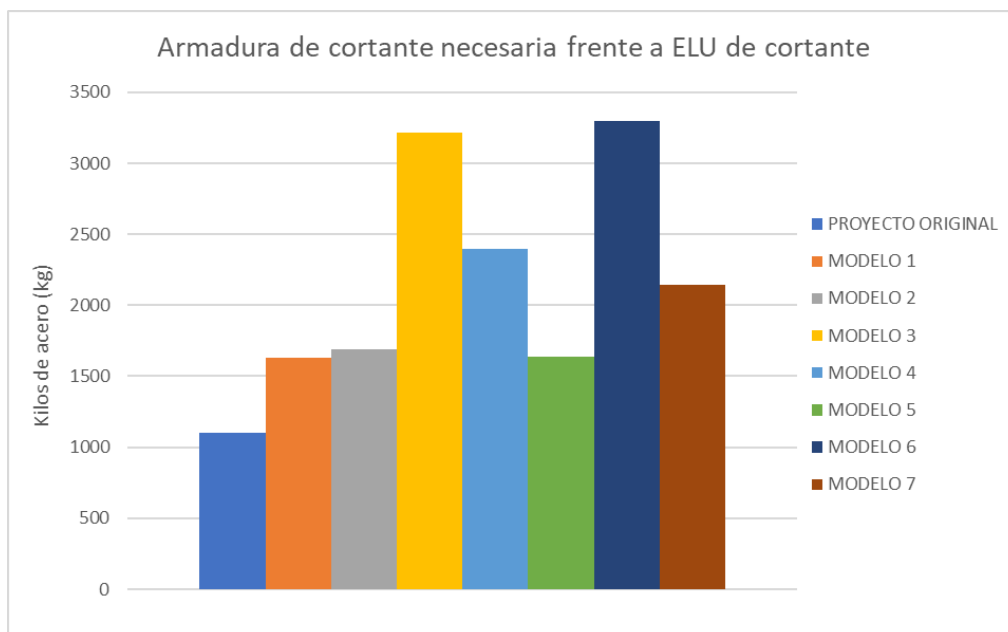


Figura 5-27: Armadura de cortante del proyecto original y necesaria frente a Estados Límite Último de cortante en cada modelo.

## 5.5 Propuestas para cumplir las comprobaciones de ELU

1. Dos de las más sencillas y eficaces modificaciones para prevenir que las secciones se agoten son el empleo de hormigones de mayor resistencia y diseñar los pilares con secciones transversales mayores. Estas modificaciones ayudan a resistir frente a todas las solicitaciones expuestas, siguiendo la formulación descrita en el presente documento. Aumentar las dimensiones de la sección trae consigo, además, la posibilidad de añadir redondos a la sección y/o aumentarles los diámetros con mayor libertad.
2. Para las solicitaciones normales es conveniente modificar el armado longitudinal, aumentando el número de redondos, siempre que sea posible, y/o aumentar el diámetro de los redondos. Con este cambio y los anteriores también se consigue mejorar la comprobación frente a flexión biaxial, debido al incremento en el axil resistente y los momentos resistentes en ambas direcciones.
3. Para las solicitaciones tangenciales se puede cambiar el armado transversal, tanto su diámetro como la separación. La NCSE-02 en su capítulo 4 “*Reglas de diseño y prescripciones constructivas en edificaciones*”, en la que se proporcionan armados recomendados para los elementos de hormigón armado en obras de edificación en función del valor que tome la aceleración de cálculo. Además de ello, a partir de una aceleración de cálculo de 0,12g, indica que la capacidad resistente a cortante de las secciones será un 25% superior a la requerida por el cálculo. De los cálculos de Estado Límite Último frente a solicitaciones tangenciales se obtiene la cantidad de acero para el armado transversal para que se verifiquen dichas comprobaciones (*Figura 5-27*), por lo que la cantidad de kilogramos de acero adicionales, respecto del armado indicado en los planos del proyecto original, para que no agoten los pilares por cortante son los que se muestran en la *Figura 5-28*. De nuevo, se evidencia con el considerable aumento de la armadura necesaria en los Modelos 3 y 6 (con cerramientos convencionales), la gran influencia de la tabiquería en el comportamiento estructural y el modo de fallo de los pilares, llegando a cuadruplicar los kilogramos de acero necesario en los modelos en los que no se representan los cerramientos. Además, se observa como los elementos aisladores (Modelos 4 y 7) reducen el armado necesario de los modelos con los cerramientos convencionales a un valor alrededor de la mitad.
4. Como medida general y evidente, se puede adoptar una combinación de varias o todas las anteriores según convenga en el caso de cada pilar.

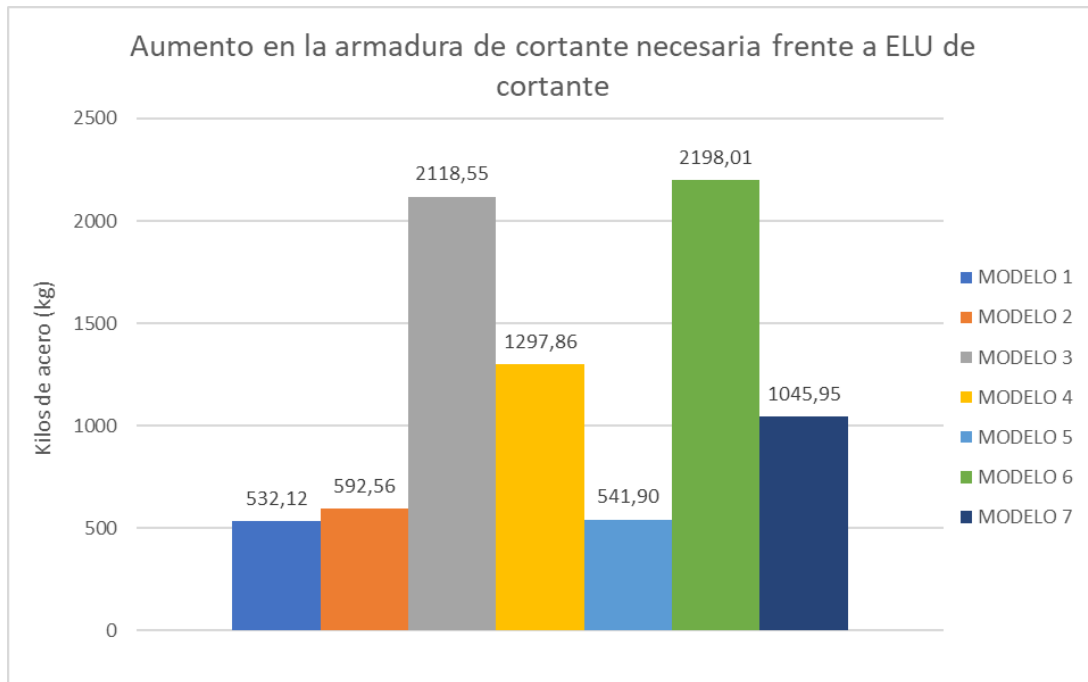


Figura 5-28: Aumento de la cantidad de armadura de cortante necesaria respecto del proyecto original para verificar las comprobaciones de Estado Límite Último de cortante.



## 6 Comprobaciones de Estado Límite Servicio

### 6.1 Procedimiento de las comprobaciones de ELS

Para realizar las comprobaciones de Estado límite de Servicio se siguen las indicaciones del apartado 4.4.3.2 del Eurocódigo 8. Parte 1. En él se disponen unos límites a los desplomes entre plantas, siendo los que se exponen a continuación:

- Para edificios con elementos no estructurales de materiales frágiles unidos a la estructura:

$$d_r \nu \leq 0,005 h$$

- Para edificios que tengan elementos no estructurales dúctiles:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h$$

- Para edificios que tengan elementos no estructurales unidos de forma que no interfieran con las deformaciones estructurales o que carezcan de elementos no estructurales:

$$d_r \nu \leq 0,010 h$$

Siendo:

$d_r$  Valor de cálculo del desplome entre plantas.

$h$  Altura de la planta.

$\nu$  Coeficiente de reducción que considera el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daño.

El primero de los casos se correspondería con los modelos 3, 6 (por simular la obra de fábrica convencional) y el tercer caso con los modelos 1, 2, 4, 5 y 7 (por no simular la obra de fábrica o por simularla con los elementos de disipación de energía).

El parámetro  $\nu$  depende de la clase de importancia del edificio, tomando un valor de 0,5 para las clases I y II y 0,4 para las clases III y IV. La clasificación de los edificios en función de su importancia se realiza mediante el uso de la siguiente tabla que proporciona el Eurocódigo 8.

Tabla 6-1: Clases de importancia para los edificios (UNE-EN 1998-1:2018).

Clases de importancia	Edificios
I	Edificios de importancia mínima para la seguridad pública, por ejemplo, edificios agrícolas, etc.
II	Edificios corrientes, no pertenecientes a las demás categorías.
III	Edificios cuya sismorresistencia es importante considerando las consecuencias asociadas con su colapso, por ejemplo, colegios, salas de reunión, instituciones culturales, etc.
IV	Edificios cuya integridad durante los terremotos es de vital importancia para la protección civil, por ejemplo, hospitales, parques de bomberos, centrales eléctricas etc.

Siguiendo dicha tabla, el edificio de estudio se corresponde con la clase de importancia II, por lo que el valor de  $\nu$  será igual a 0,4.

Para obtener el valor de cálculo del desplome entre plantas se evalúa la diferencia entre el desplazamiento lateral medio ( $d_s$ ) de la parte superior e inferior de la planta considerada.

$$d_r = d_{s_{i+1}} - d_{s_i}$$

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

Siendo:

$d_s$  Desplazamiento de un punto del sistema estructural, inducido por la acción sísmica de cálculo.

$q_d$  Coeficiente de comportamiento para el desplazamiento, pudiendo suponerse igual a  $q$  salvo indicación expresa.

$d_e$  Desplazamiento del mismo punto del sistema estructural, determinado con un análisis lineal basado en el espectro de respuesta de cálculo, teniendo en cuenta los efectos de la torsión.

Para el cálculo del coeficiente de comportamiento se emplea la siguiente expresión:

$$q_d = q = q_o \cdot k_w \geq 1,5$$

Siendo:

$q$  Coeficiente de comportamiento.

$q_o$  Coeficiente de comportamiento, función del tipo de sistema estructural y de su regularidad en altura.

$k_w$  Coeficiente que refleja el modo de rotura predominante en sistemas estructurales con muros.

Para determinar el valor que toma el coeficiente  $q_o$  se acude a la tabla del Eurocódigo 8 que se muestra a continuación:

TIPO ESTRUCTURAL	DCM	DCH
Sistema de pórticos, dual, de muros acoplados	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de muros desacoplados	3,0	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Sistema núcleo	2,0	3,0
Sistemas de péndulo invertido	1,5	2,0

El Eurocódigo 8 define unos valores aproximados para el cociente  $\alpha_u/\alpha_1$  cuando no se ha realizado un cálculo explícito para ello:

- En edificios de una planta:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- En edificio de varias plantas con pórticos de un vano:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- En edificios de varias plantas con pórticos de varios vanos o estructuras duales equivalentes a pórtico:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

Por otro lado, el coeficiente  $k_w$  toma el valor de 1 para el caso del edificio de estudio, puesto que el sistema principal resistente de la estructura que lo forma es un sistema de pórticos.



Teniendo en cuenta que se trata de un sistema estructural de clase de ductilidad media (DCM) y que se trata de un edificio de varias plantas con pórticos de varios vanos ( $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ ), se obtienen los siguientes resultados:

$$q_o = 3 \cdot \alpha_u/\alpha_1 = 3 \cdot 1,3 = 3,9$$

$$q = 3,9 \cdot 1 = 3,9$$

$$d_s = 3,9 d_e$$

$$d_r = 3,9 d_{e_{i+1}} - 3,9 d_{e_i} = 3,9 (d_{e_{i+1}} - d_{e_i})$$

$$d_r v = 3,9 (d_{e_{i+1}} - d_{e_i}) \cdot 0,4 = 1,56 (d_{e_{i+1}} - d_{e_i})$$

Los datos de los desplazamientos medios de los forjados del sistema estructural ( $d_e$ ) se obtienen de los diferentes modelos mediante la envolvente y las combinaciones de estado límite de servicio definidas en el punto 3.7.4.

Para realizar las comparaciones cuantitativamente se define un factor de seguridad, el cual consiste en el cociente entre los desplomes permitidos y los desplomes de cálculo. Basándose en los resultados mostrados anteriormente resulta en las siguientes expresiones:

- Para los modelos 1, 2, 4, 5 y 7:

$$\frac{0,01 h}{1,56 (d_{e_{i+1}} - d_{e_i})}$$

- Para los modelos 3 y 6:

$$\frac{0,005 h}{1,56 (d_{e_{i+1}} - d_{e_i})}$$

## 6.2 Resultados de las comprobaciones de ELS

En los siguientes gráficos se clasifican los valores más restrictivos de los factores de seguridad en función de las combinaciones de carga y de las plantas del edificio.

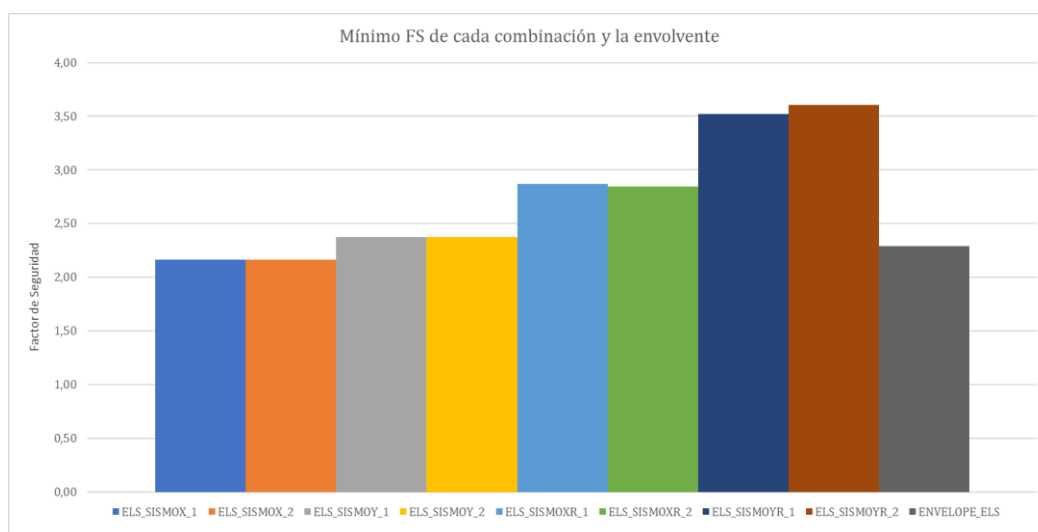


Figura 6-1: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 1.

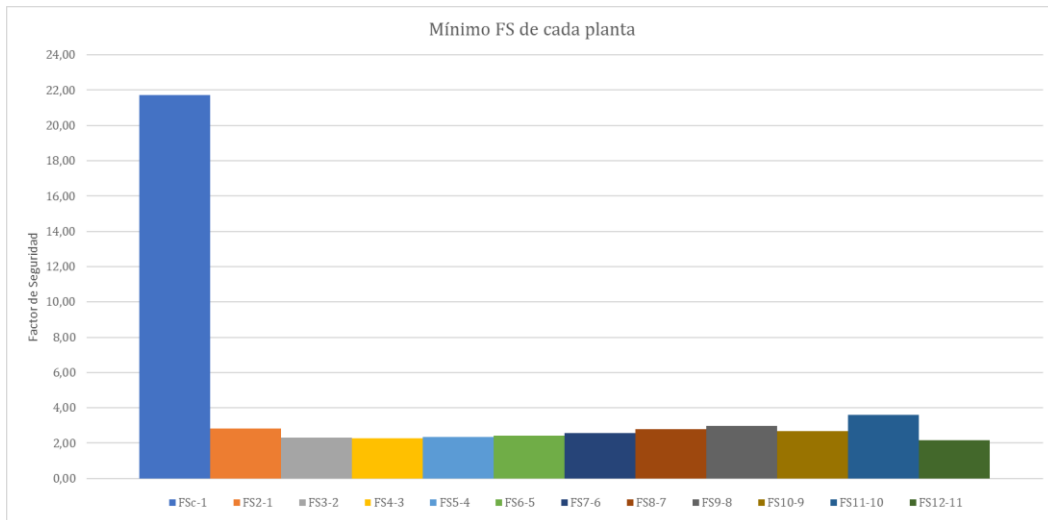


Figura 6-2: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 1.

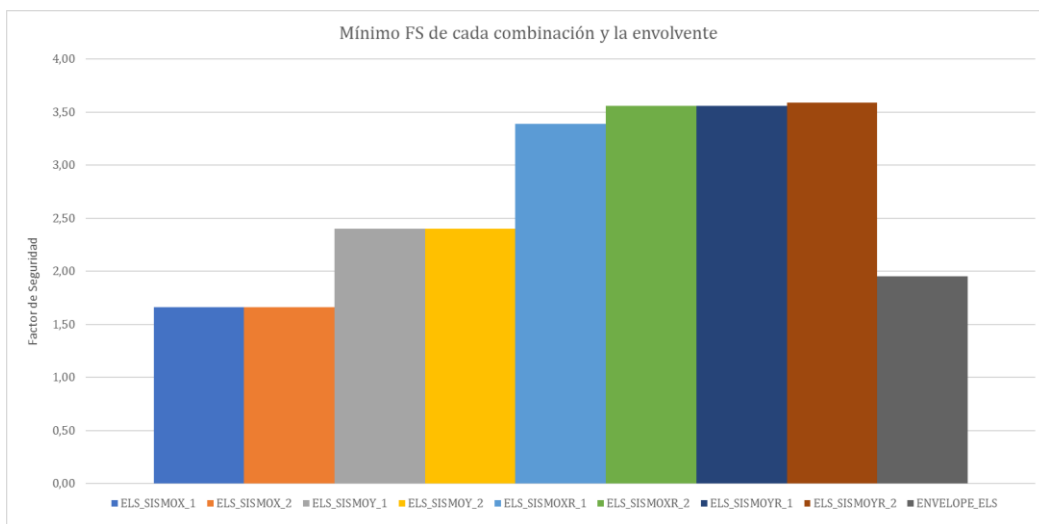


Figura 6-3: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 2.

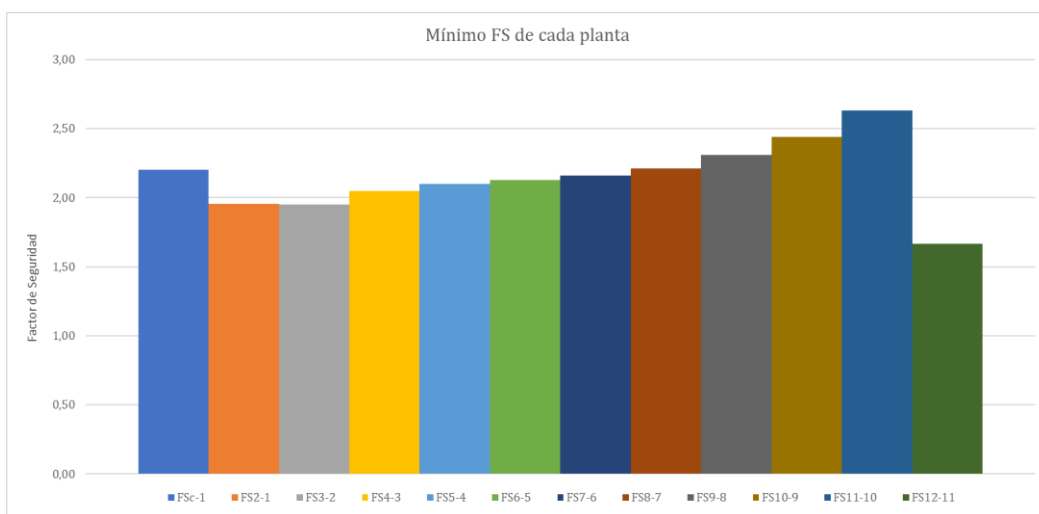


Figura 6-4: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 2.

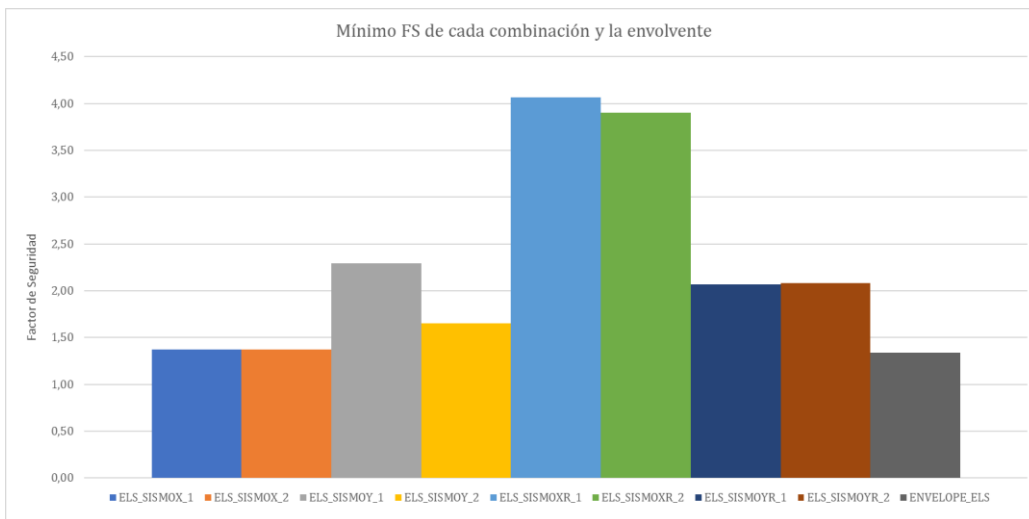


Figura 6-5: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 3.

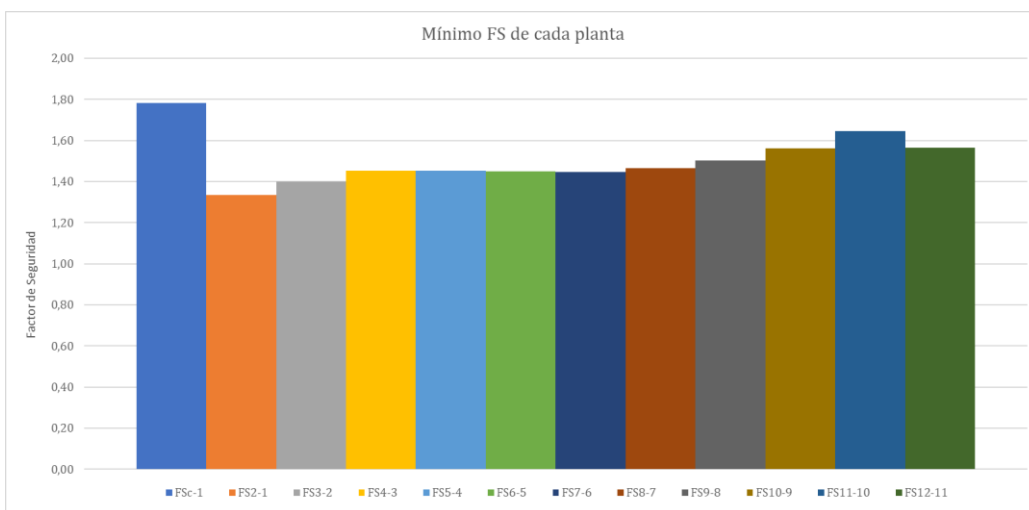


Figura 6-6: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 3.

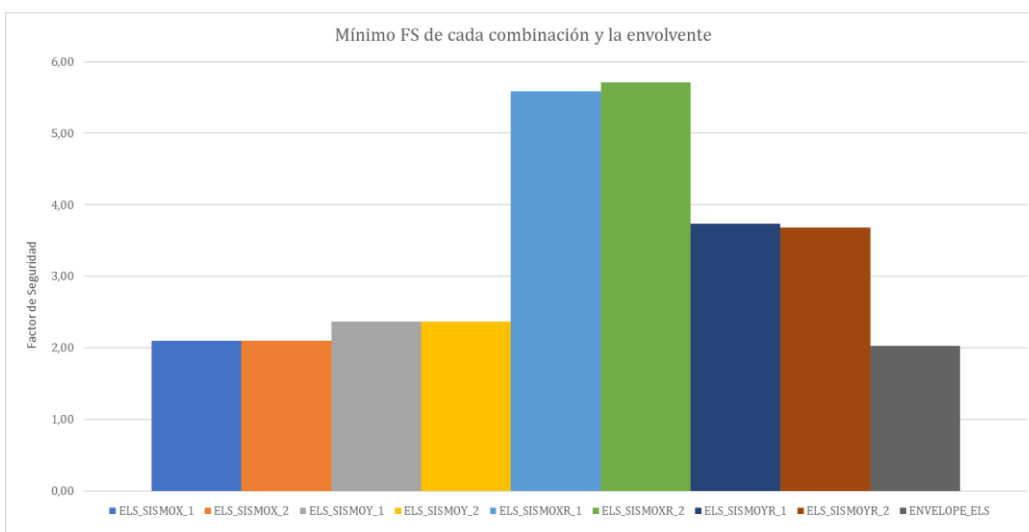


Figura 6-7: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 4.

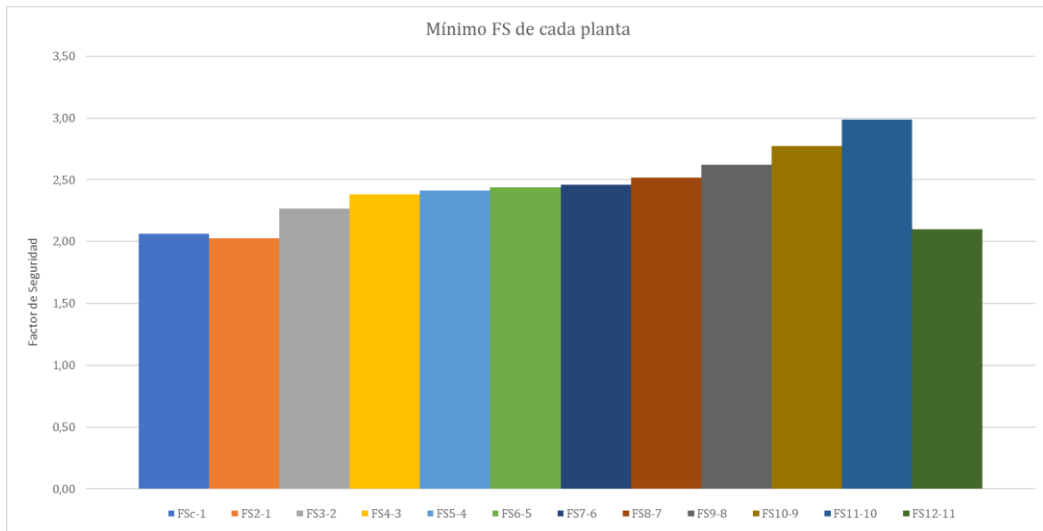


Figura 6-8: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 4.

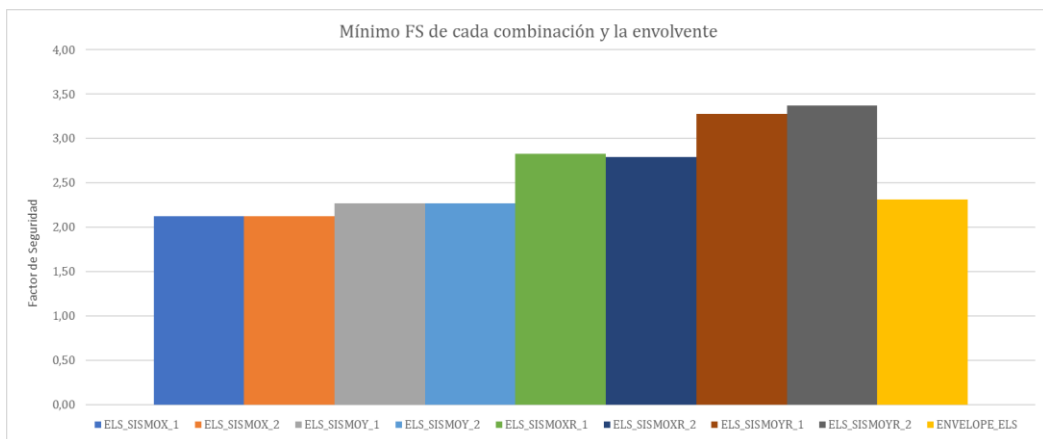


Figura 6-9: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 5.

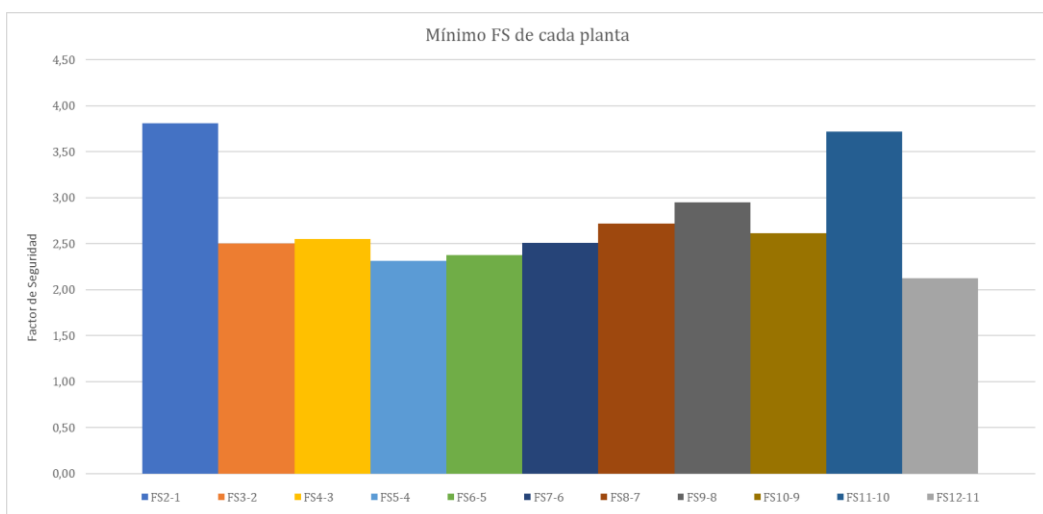


Figura 6-10: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 5.

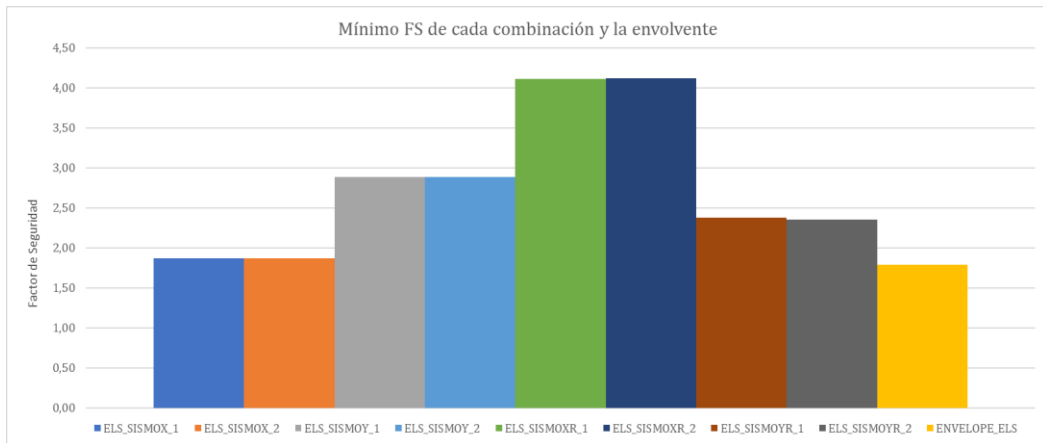


Figura 6-11: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 6.

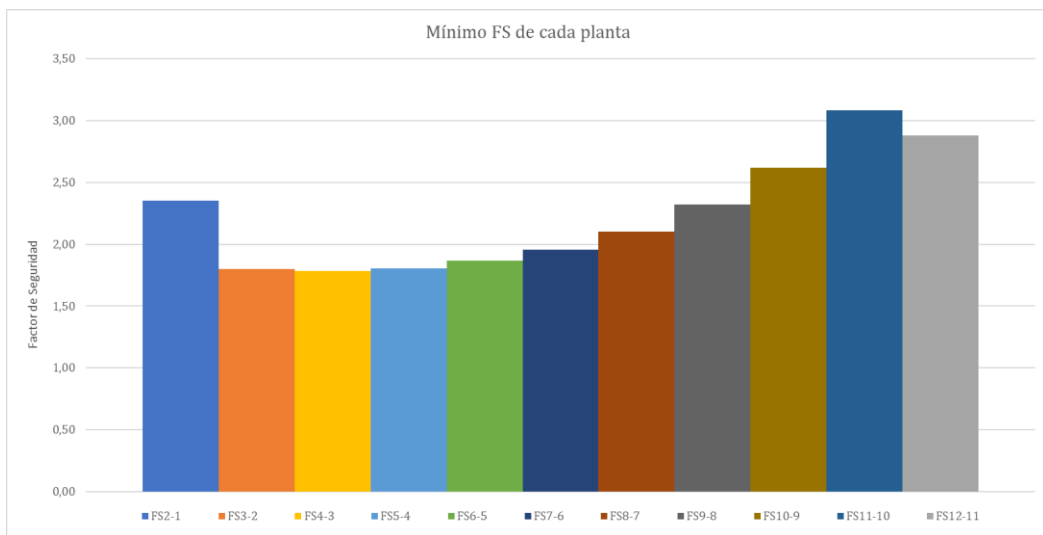


Figura 6-12: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 6.

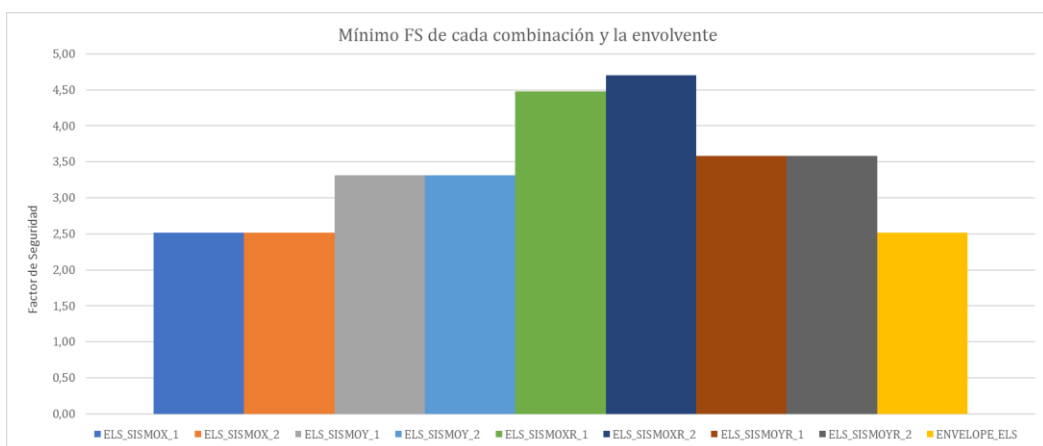


Figura 6-13: Mínimos Factores de Seguridad de cada combinación en el Modelo 7.

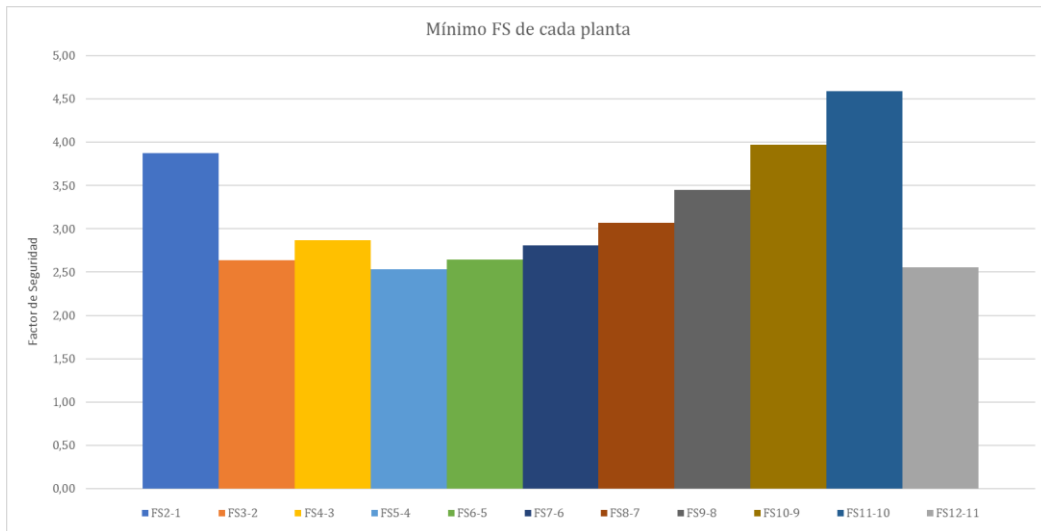


Figura 6-14: Mínimos Factores de Seguridad de cada planta en el Modelo 7.

### 6.3 Conclusiones de las comprobaciones de ELS

De los resultados obtenidos a partir de los desplazamientos obtenidos de los modelos, de las combinaciones de ELS definidas en el subapartado 3.7.4, y los desplomes máximos admisibles calculados como se indica en este apartado, se obtienen los coeficientes de seguridad que se muestran en las gráficas del apartado anterior y de las cuales se sacan las siguientes conclusiones:

1. En todos los modelos se cumplen las limitaciones descritas en el presente capítulo. Dentro de los valores mínimos del factor de seguridad de cada planta y combinación mostrados anteriormente, el valor mínimo es de 1,34, dándose en el Modelo 3, para la combinación ENVELOPE\_ELS. El hecho de que el valor más restrictivo se dé en uno de los modelos en los que el edificio es más rígido, es porque la limitación a los desplazamientos en el caso de los Modelos 3 y 6 es más restrictiva, tal y como se explica al comienzo del subapartado 6.1. Es, precisamente, el siguiente modelo con menor valor del factor de seguridad el Modelo 6.
2. En el caso contrario, dentro de los valores mínimos del factor de seguridad, el máximo valor es de 2,87 en el Modelo 7, para la combinación ENVELOPE\_ELS. Le siguen el Modelo 5 con un valor de 2,53 y el Modelo 1 con un valor de 2,50, para la misma combinación. La mínima diferencia entre los Modelos 1 y 5 puede deberse al mismo motivo expuesto en el sexto punto del subapartado 4.5. El Modelo 7 presenta mayor factor de seguridad debido a que es idéntico al Modelo 1, con la rigidez adicional que le aportan los cerramientos con los elementos aisladores. La similitud que existe entre los Modelos 1 y 5 en los valores del factor de seguridad, no se da entre los Modelos 4 y 7 (en ambas parejas de modelos la diferencia es la consideración o no de la planta sótano, respectivamente) debido a que en el Modelo 4 se simula la cimentación con la interacción suelo-estructura.

## 7 Conclusiones

De los diferentes análisis llevados a cabo de la inclusión de los cerramientos en los modelos y de la inclusión en ellos de la tecnología de aislación de energía SISBRICK, aplicados a un edificio real, se obtienen las siguientes conclusiones:

1. La inclusión de la obra de fábrica en el modelo del edificio influye de manera relevante en los periodos de los modos de vibración, llegando a reducirlos en el entorno de 25% al 30% en el caso de la obra de fábrica convencional, por aportar mayor rigidez a la estructura. De igual manera, los cerramientos con los elementos aisladores también reducen los periodos (13% a 15%), pero en menor magnitud al incrementar menos la rigidez que en el caso de la tabiquería convencional.
2. La inclusión de los cerramientos modifica la forma en la que el sistema estructural del edificio resiste los esfuerzos de flexión. En los casos en los que no se modelan los cerramientos los pilares resisten la flexión individualmente, mientras que cuando sí se modelan, la flexión pasa a ser resistida por el edificio mediante efecto pantalla. En este último caso, el modo de funcionamiento del sistema estructural con el efecto pantalla, frente a flexiones, los pilares de un lado estarán sometidos a tracción y los del lado a compresión. Esto se evidencia al agotarse por axil un mayor número de pilares en los modelos en los que se modelan los cerramientos, especialmente en el caso de los cerramientos convencionales. Este hecho provoca también que los momentos flectores en los pilares se reduzcan, traduciéndose en el incremento del esfuerzo axil comentado.
3. Al incluir en los cerramientos los elementos aisladores se comprueba que los esfuerzos de los pilares, y por lo tanto los pilares que alcanzan el agotamiento debido a ellos, se acercan a los valores de los esfuerzos en los pilares de los modelos en los que no se modelan los cerramientos.
4. El tener en cuenta a obra de fábrica afecta principalmente en los pilares en el valor de los cortantes a los que están sometidos, debido a que una buena parte de los esfuerzos que transmiten los cerramientos se traducen en cortantes para los pilares. Esto hace que, junto con el hecho de que la acción sísmica es horizontal y que, para el caso de los modos de vibración considerados, cuanto más rígido sea en edificio mayor es la acción sísmica, la inclusión de los cerramientos en los modelos hace que los cortantes de los pilares aumenten significativamente.
5. El mayor factor de seguridad frente a los desplomes se da en el Modelo 7, en el cual se modelan los cerramientos con los elementos aisladores y sin la planta sótano. Por otra parte, el que presenta menor factor de seguridad es el Modelo 3, en el que se modelan los cerramientos convencionales, con planta de sótano y considerando la interacción suelo-estructura. Esto se debe principalmente a las limitaciones que establece el Eurocódigo 8. Parte 1 con relación a las derivas máximas, siendo más restrictivo cuando hay elementos no estructurales que aportan rigidez, como es el caso del Modelo 3, de ahí que sea el que menor factor de seguridad tiene. En el caso contrario, cuando los elementos no estructurales están aislados, como en el Modelo 7, las restricciones son menos importantes que en caso anterior y, además, aporta algo de rigidez a los pórticos, por lo que presentará este modelo menos desplazamientos que el modelo en el que no se consideran los cerramientos.





## 8 Bibliografía

- AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales, 2013. *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios*. Bruselas, Bélgica: s.n.
- AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales, 2013. *Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar*. Bruselas, Bélgica: s.n.
- AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales, 2018. *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación*. Bruselas, Bélgica: s.n.
- AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales, 2018. *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos*. Bruselas, Bélgica: s.n.
- AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales, 2019. *Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras*. Bruselas, Bélgica: s.n.
- AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales, 2019. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales*. Bruselas, Bélgica: s.n.
- Applied Technology Council (ATC), 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40) Volume 1*. Redwood City, California: s.n.
- Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE), 2022. *Monografía 38. Interacción suelo-estructura. Efectos dinámicos*.
- Asteris, P. G. (2008). "Finite element micro-modeling of infilled frames." *Electron. J. Struct. Eng.*, 8, 1–11.
- Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S. & Chrysostomou, C. Z., 2011. Mathematical Macromodelling of Infilled Frames: *State of Art. Journal of Structural Engineering*, Diciembre, 137(12), pp. 1508-1517.
- Braja M., D. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (7ma ed.).
- Canadian Concrete Masonry Producers Association (CCMPA), 2009. *Seismic design guide for masonry buildings*. Toronto, Canada: s.n.
- Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, 2009. *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*. Primera ed. Madrid, España: Centro de Publicaciones - Secretaría General Técnica - Ministerio de Fomento.
- Comisión Permanente del Hormigón - Ministerio de Fomento, 2008. *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE 08)*. Tercera ed. Madrid, España: Centro de Publicaciones - Secretaría General Técnica - Ministerio de Fomento.
- Crisafulli, F. J., Carr, A. J. & Park, R., 2000. Analytical modelling of infilled frame structures- A general review. *Bulletin of the New Zeland Society for Earthquake Engineering*, Marzo, 33(1), pp. 30-47.
- El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M., and Hamid, A. A. (2003). "Three-strut model for concrete masonry-infilled frames." *J. Struct. Eng.*, 129(2), 177–185.

- El-Dakhakhni, W. W., Hamid, A. A., Hakam, Z. H. R., and Elgaaly, M. (2006). “*Hazard mitigation and strengthening of unreinforced masonry walls using composites.*” *Compos. Struct.*, 73(4), 458–477.
- Francisco J. Pallarés, Antonio Davia, Wael M. Hassan, Luis Pallarés (2021). *Engineering Structures: Experimental and analytical assessment of the influence of masonry façade infills on seismic behavior of RC frame buildings.*
- Ministerio de Fomento, 2009. *Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la edificación (CTE-DB-SE-AE)*. Madrid, España: s.n.
- Ministerio de Fomento, 2019. *Documento Básico de Seguridad Estructural (CTE-DB-SE)*. Madrid, España: s.n.
- Ministerio de Fomento, 2019. *Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos (CTE-DB-SE-C)*. Madrid, España: s.n.
- Ministerio de Fomento, 2019. *Documento Básico de Seguridad Estructural. Fábrica (CTE-DB-SE-F)*. Madrid, España: s.n.
- Ministerio de Fomento, Secretaría de Estado de Planificación e Infraestructuras 2009. *Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera*. Madrid, España: s/n.
- Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, Real Decreto 470/2021 del 29 de junio, por el que se aprueba el *Código Estructural*, Madrid, España: s/n.

## TRABAJO DE FIN DE MÁSTER

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero  
Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

### ANEJO I

## **CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DE LA BIELA EQUIVALENTE DE LOS CERRAMIENTOS**

Ruiz Miguel, Álvaro

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos



## I. Cálculo de la rigidez de la biela equivalente de los cerramientos

En el presente anejo se recogen los cálculos indicados en el subapartado 3.6.5 para la obtención de las rigideces de los cerramientos, según la normativa canadiense CCMPA.

Dichos cálculos se recogen en las siguientes tablas:

- *Tabla I-1 y Tabla I-2.* Se muestran las características geométricas y mecánicas de los marcos de hormigón con relleno de obra de fábrica, junto con los cálculos de las rigideces de las bielas equivalentes, para la Planta 1.
- *Tabla I-3 y Tabla I-4.* Se muestran las características geométricas y mecánicas de los marcos de hormigón con relleno de obra de fábrica, junto con los cálculos de las rigideces de las bielas equivalentes, para la Planta 2.
- *Tabla I-5 y Tabla I-6.* Se muestran las características geométricas y mecánicas de los marcos de hormigón con relleno de obra de fábrica, junto con los cálculos de las rigideces de las bielas equivalentes, para la Planta 3.
- *Tabla I-7 y Tabla I-8.* Se muestran las características geométricas y mecánicas de los marcos de hormigón con relleno de obra de fábrica, junto con los cálculos de las rigideces de las bielas equivalentes, para la Planta 4.
- *Tabla I-9 y Tabla I-10.* Se muestran las características geométricas y mecánicas de los marcos de hormigón con relleno de obra de fábrica, junto con los cálculos de las rigideces de las bielas equivalentes, para la Planta 5.
- *Tabla I-11 y Tabla I-12.* Se muestran las características geométricas y mecánicas de los marcos de hormigón con relleno de obra de fábrica, junto con los cálculos de las rigideces de las bielas equivalentes, para la Planta 6.
- *Tabla I-13 y Tabla I-14.* Se muestran las características geométricas y mecánicas de los marcos de hormigón con relleno de obra de fábrica, junto con los cálculos de las rigideces de las bielas equivalentes, para las Plantas 7, 8 y 9.
- *Tabla I-15 y Tabla I-16.* Se muestran las características geométricas y mecánicas de los marcos de hormigón con relleno de obra de fábrica, junto con los cálculos de las rigideces de las bielas equivalentes, para las Plantas baja y de cubierta.

Tabla I-1: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 1 del edificio, según la norma CCMPA (Parte 1).

Planta	Cerramiento	Localización	Hoja	h (m)	L (m)	$\theta$ (°)	$E_{i,c}$ (MPa)	$E_{i,c}$ (kPa)	$E_{t,b}$ (MPa)	$E_{t,b}$ (kPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )
Planta 1	M1 - M2 M3 - M11	1-2	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,77	35,61	33000	330000000	31000	31000000	3,20E-03	1,35E-03
	M1 - M2 M3 - M11	3-4	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,47	37,89	33000	330000000	31000	31000000	3,20E-03	1,35E-03
	M1 - M2 M3 - M11	4-5	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,47	37,89	33000	330000000	31000	31000000	3,20E-03	1,35E-03
	M1 - M2 M3 - M11	6-7	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,27	39,55	33000	330000000	31000	31000000	3,20E-03	1,35E-03
	M7a - M7b M7c - M25	1-8	Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-7	2,70	5,29	27,04	33000	330000000	31000	31000000	5,40E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	8-11	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	7,03	21,01	33000	330000000	31000	31000000	5,40E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	11-18	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	2,25	50,19	33000	330000000	31000	31000000	5,40E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	7-10	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,70	29,88	33000	330000000	31000	31000000	5,40E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	10-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,31	26,95	33000	330000000	31000	31000000	5,40E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	12-13	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,94	54,30	33000	330000000	31000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	13-14	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,80	29,36	33000	330000000	31000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	14-15	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,80	29,36	33000	330000000	31000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	15-16	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,94	54,30	33000	330000000	31000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	16-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,80	29,36	33000	330000000	31000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M17	4-9	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,09	27,94	33000	330000000	31000	31000000	7,20E-03	9,00E-04
	M17	9-14	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,22	27,35	33000	330000000	31000	31000000	5,40E-03	6,75E-04

Tabla I-2: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 1 del edificio, según la norma CCMPA (Parte 2).

Planta	$t_w$ (m)	$f_k$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (kPa)	$\alpha_{th}$	$\alpha_e$	w (m)	d (m)	$w_e$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$k_{b,bielas}$ (kN/m)	$k_{b,comp}$ (kN/m)	$k_{b,sistema}$ (kN/m)
Planta 1	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.81	3.13	3.62	4.64	1.16	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.34	4.03	4.66	4.40	1.16	0.08	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.80	3.05	3.54	4.40	1.10	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.32	3.93	4.56	4.40	1.10	0.08	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.80	3.05	3.54	4.40	1.10	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.32	3.93	4.56	4.40	1.10	0.08	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.80	2.99	3.49	4.24	1.06	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.32	3.86	4.50	4.24	1.06	0.07	61402.76	230691.50	48445.21
	0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.63	3.65	4.50	5.94	1.48	0.16	75047.81	136450.57	28654.62
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.77	3.84	4.73	7.53	1.48	0.10	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	2.25	3.35	4.04	3.51	1.88	0.22	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.91	4.32	5.21	5.42	1.88	0.13	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	2.05	2.29	3.07	3.32	0.88	0.10	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.64	2.95	3.96	5.96	0.88	0.06	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	2.12	2.84	3.55	3.32	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.73	3.67	4.57	5.96	1.36	0.09	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	2.15	2.98	3.68	3.32	1.49	0.17	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.77	3.84	4.74	5.51	1.49	0.10	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.40	2.53	2.89	5.51	0.83	0.10	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.80	3.26	3.73	5.51	0.83	0.06	61402.76	230691.50	48445.21
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.43	3.26	3.56	5.51	1.38	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.85	4.20	4.59	5.51	1.38	0.10	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.43	3.26	3.56	3.32	1.38	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.85	4.20	4.59	5.51	1.38	0.10	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.40	2.53	2.89	5.51	0.83	0.10	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.80	3.26	3.73	5.51	0.83	0.06	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.43	3.26	3.56	3.32	1.38	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.85	4.20	4.59	5.51	1.38	0.10	61402.76	230691.50	48445.21	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	3.41	4.67	5.78	5.88	1.44	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.82	3.86	4.78	5.88	1.44	0.16	75047.81	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	3.41	4.67	5.78	5.88	1.44	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	3.18	4.39	5.42	5.88	1.47	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.63	3.63	4.48	5.88	1.47	0.16	75047.81	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	3.18	4.39	5.42	5.88	1.47	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	

Tabla I-3: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 2 del edificio, según la norma CCMPA (Parte I).

Planta	Cerramiento	Localización	Hoja	h (m)	L (m)	$\theta$ (°)	$E_{i,c}$ (MPa)	$E_{i,c}$ (kPa)	$E_{i,b}$ (MPa)	$E_{i,b}$ (kPa)	$E_{i,b}$ (kPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )
Planta 2	M1 - M2 M3 - M11	1-2	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,62	36,72	33000	33000000	31000	31000000	31000000	1,97E-03	1,24E-03
	M1 - M2 M3 - M11	3-4	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,32	39,12	33000	33000000	31000	31000000	31000000	1,97E-03	1,24E-03
	M1 - M2 M3 - M11	4-5	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,32	39,12	33000	33000000	31000	31000000	31000000	1,97E-03	1,24E-03
	M1 - M2 M3 - M11	6-7	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,12	40,87	33000	33000000	31000	31000000	31000000	1,97E-03	1,24E-03
	M7a - M7b M7c - M25	1-8	Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-7	2,70	5,59	25,78	33000	33000000	31000	31000000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	8-11	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	7,33	20,22	33000	33000000	31000	31000000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	11-18	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	2,55	46,64	33000	33000000	31000	31000000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	7-10	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,00	28,37	33000	33000000	31000	31000000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	10-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,61	25,70	33000	33000000	31000	31000000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	12-13	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,74	57,20	33000	33000000	31000	31000000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	13-14	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,60	30,41	33000	33000000	31000	31000000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	14-15	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,60	30,41	33000	33000000	31000	31000000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	15-16	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,74	57,20	33000	33000000	31000	31000000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	16-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,60	30,41	33000	33000000	31000	31000000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M17	4-9	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,34	26,82	33000	33000000	31000	31000000	31000000	4,85E-03	7,88E-04
	M17	9-14	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,52	26,06	33000	33000000	31000	31000000	31000000	3,13E-03	6,75E-04



Tabla I-4: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 2 del edificio, según la norma CCMPA (Parte 2).

Planta	$t_w$ (m)	$f_k$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (kPa)	$\alpha_h$	$\alpha_c$	$w$ (m)	$d$ (m)	$w_e$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$k_{b,biela}$ (kN/m)	$k_{b,cont}$ (kN/m)	$k_{b,sistémica}$ (kN/m)
Planta 2	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.60	3.02	3.42	4.52	1.13	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.06	3.89	4.41	4.52	1.13	0.08	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.59	2.94	3.34	4.28	1.07	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.05	3.79	4.31	4.28	1.07	0.07	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.59	2.94	3.34	4.28	1.07	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.05	3.79	4.31	4.28	1.07	0.07	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.59	2.89	3.30	4.13	1.03	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.05	3.72	4.25	4.13	1.03	0.07	61402.76	230691.50	48445.21
	0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.32	3.73	4.39	6.21	1.55	0.17	75047.81	136450.57	28654.62
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.44	3.92	4.62	6.21	1.55	0.11	61402.76	136450.57	28654.62
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.98	3.42	3.95	7.81	1.95	0.22	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.55	4.40	5.09	7.81	1.95	0.14	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.78	2.35	2.95	3.71	0.93	0.11	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.29	3.03	3.80	3.71	0.93	0.06	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.86	2.91	3.46	5.68	1.42	0.16	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.40	3.75	4.45	5.68	1.42	0.10	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.89	3.05	3.59	6.23	1.56	0.18	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.44	3.93	4.62	6.23	1.56	0.11	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.41	2.49	2.86	3.21	0.80	0.09	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.82	3.21	3.69	3.21	0.80	0.06	61402.76	230691.50	48445.21
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.43	3.21	3.51	5.33	1.33	0.15	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.84	4.13	4.52	5.33	1.33	0.09	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.43	3.21	3.51	5.33	1.33	0.15	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.84	4.13	4.52	5.33	1.33	0.09	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.41	2.49	2.86	3.21	0.80	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.82	3.21	3.69	3.21	0.80	0.06	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.43	3.21	3.51	5.33	1.33	0.15	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.84	4.13	4.52	5.33	1.33	0.09	61402.76	230691.50	48445.21	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	3.11	4.60	5.55	5.98	1.50	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.57	3.81	4.59	5.98	1.50	0.16	75047.81	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	3.11	4.60	5.55	5.98	1.50	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.80	4.49	5.29	6.14	1.54	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.31	3.71	4.37	6.14	1.54	0.17	75047.81	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.80	4.49	5.29	6.14	1.54	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	

Anejo I: Cálculo de la rigidez de la biela equivalente de los cerramientos

Tabla I-5: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 3 del edificio, según la norma CCMPA (Parte I).

Planta	Cerramiento	Localización	Hoja	h (m)	L (m)	$\theta$ (°)	$E_{i,c}$ (MPa)	$E_{i,c}$ (kPa)	$E_{i,b}$ (MPa)	$E_{i,b}$ (kPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )
Planta 3	M1 - M2 M3 - M11	1-2	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,67	36,34	33000	33000000	31000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	3-4	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,37	38,70	33000	33000000	31000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	4-5	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,37	38,70	33000	33000000	31000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M1 - M2 M3 - M11	6-7	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,17	40,42	33000	33000000	31000	31000000	1,13E-03	1,13E-03
	M7a - M7b M7c - M25	1-8	Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-7	2,70	5,59	25,78	33000	33000000	31000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	8-11	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	7,33	20,22	33000	33000000	31000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	11-18	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	2,55	46,64	33000	33000000	31000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	7-10	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,00	28,37	33000	33000000	31000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	10-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,61	25,70	33000	33000000	31000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	12-13	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,74	57,20	33000	33000000	31000	31000000	1,01E-03	1,01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	13-14	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,60	30,41	33000	33000000	31000	31000000	1,01E-03	1,01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	14-15	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,60	30,41	33000	33000000	31000	31000000	1,01E-03	1,01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	15-16	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,74	57,20	33000	33000000	31000	31000000	1,01E-03	1,01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	16-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,60	30,41	33000	33000000	31000	31000000	1,01E-03	1,01E-03
	M17	4-9	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,39	26,61	33000	33000000	31000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M17	9-14	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,52	26,06	33000	33000000	31000	31000000	3,13E-03	6,75E-04

Tabla I-6: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 3 del edificio, según la norma CCMPA (Parte 2).

Planta	$t_w$ (m)	$f_k$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (kPa)	$E_w$ (kPa)	$\alpha_b$	$\alpha_c$	$w$ (m)	$d$ (m)	$w_b$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$k_{b,biel}$ (kN/m)	$k_{b,conn}$ (kN/m)	$k_{b,sustituc}$ (kN/m)	
Planta 3	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.39	2.96	3.28	4.56	1.14	0.13	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	1.80	3.82	4.22	4.56	1.14	0.08	61402.76	230691.50	48445.21	
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.39	2.89	3.20	4.32	1.08	0.12	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	1.79	3.72	4.12	4.32	1.08	0.08	61402.76	230691.50	48445.21	
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.39	2.89	3.20	4.32	1.08	0.12	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	1.79	3.72	4.12	4.32	1.08	0.08	61402.76	230691.50	48445.21	
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.38	2.83	3.15	4.16	4.16	1.04	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	1.78	3.65	4.06	4.16	4.16	1.04	0.07	61402.76	230691.50	48445.21
	0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2729011.40	2.32	3.73	4.39	6.21	6.21	1.55	0.17	75047.81	136450.57	28654.62
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	2.44	3.92	4.62	7.81	7.81	1.55	0.11	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.98	3.42	3.95	3.71	3.71	0.22	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	2.55	4.40	5.09	5.68	5.68	0.14	61402.76	230691.50	48445.21	
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.78	2.35	2.95	3.71	3.71	0.11	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	2.29	3.03	3.80	5.68	5.68	0.06	61402.76	230691.50	48445.21	
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.86	2.91	3.46	6.23	6.23	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	2.40	3.75	4.45	3.21	3.21	0.10	61402.76	230691.50	48445.21	
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.89	3.05	3.59	3.21	3.21	0.18	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	2.44	3.93	4.62	5.33	5.33	0.11	61402.76	230691.50	48445.21	
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.37	2.42	2.79	5.33	5.33	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	1.77	3.12	3.59	5.33	5.33	0.06	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.39	3.12	3.42	6.03	6.03	0.15	169288.74	230691.50	48445.21		
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	1.79	4.02	4.40	6.14	6.14	0.09	61402.76	230691.50	48445.21		
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.37	2.42	2.79	6.14	6.14	0.15	169288.74	230691.50	48445.21		
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	1.77	3.12	3.59	6.14	6.14	0.09	61402.76	230691.50	48445.21		
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5888304.05	1.39	3.12	3.42	30496.70	30496.70	0.15	169288.74	145222.39	30496.70		
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	1.79	4.02	4.40	30496.70	30496.70	0.09	61402.76	145222.39	30496.70		
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2729011.40	2.30	3.68	4.34	30496.70	30496.70	0.17	75047.81	145222.39	30496.70		
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	2.79	4.45	5.25	30496.70	30496.70	0.06	35087.29	145222.39	30496.70		
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2729011.40	2.80	4.49	5.29	30496.70	30496.70	0.06	35087.29	145222.39	30496.70		
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	2.31	3.71	4.37	30496.70	30496.70	0.17	75047.81	145222.39	30496.70		
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	3508728.94	2.80	4.49	5.29	30496.70	30496.70	0.06	35087.29	145222.39	30496.70		

Tabla I-7: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 4 del edificio, según la norma CCMPA (Parte I).

Planta	Cerramiento	Localización	Hoja	h (m)	L (m)	$\theta$ (°)	$E_{i,c}$ (MPa)	$E_{i,c}$ (kPa)	$E_{i,b}$ (MPa)	$E_{i,b}$ (kPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )
Planta 4	M1 - M2 M3 - M11	1-2	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	3.72	35,97	33000	330000000	31000	31000000	1.01E-03	1.01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	3-4	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	3.42	38,29	33000	330000000	31000	31000000	1.01E-03	1.01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	4-5	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	3.42	38,29	33000	330000000	31000	31000000	1.01E-03	1.01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	6-7	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	3.22	39,98	33000	330000000	31000	31000000	1.01E-03	1.01E-03
	M7a - M7b M7c - M25	1-8	Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-7	2.70	5.59	25,78	33000	330000000	31000	31000000	2.28E-03	6.75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	8-11	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	7.33	20,22	33000	330000000	31000	31000000	2.28E-03	6.75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	11-18	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	2.55	46,64	33000	330000000	31000	31000000	2.28E-03	6.75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	7-10	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	5.00	28,37	33000	330000000	31000	31000000	2.28E-03	6.75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	10-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	5.61	25,70	33000	330000000	31000	31000000	2.28E-03	6.75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	12-13	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	1.79	56,46	33000	330000000	31000	31000000	1.01E-03	1.01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	13-14	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	5.10	27,90	33000	330000000	31000	31000000	1.01E-03	1.01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	14-15	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	4.65	30,14	33000	330000000	31000	31000000	1.01E-03	1.01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	15-16	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	1.79	56,46	33000	330000000	31000	31000000	1.01E-03	1.01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	16-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2.70	4.65	30,14	33000	330000000	31000	31000000	1.01E-03	1.01E-03
	M17	4-9	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2.70	5.39	26,61	33000	330000000	31000	31000000	2.28E-03	6.75E-04
	M17	9-14	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2.70	5.52	26,06	33000	330000000	31000	31000000	2.28E-03	6.75E-04

Tabla I-8: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 4 del edificio, según la norma CCMPA (Parte 2).

Planta	$t_w$ (m)	$f_k$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (kPa)	$\alpha_h$	$\alpha_e$	w (m)	d (m)	$w_e$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$k_{b,bielas}$ (kN/m)	$k_{b,cont}$ (kN/m)	$k_{b,sustituir}$ (kN/m)
Planta 4	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.36	2.90	3.20	4.60	1.15	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.75	3.74	4.13	4.60	1.15	0.08	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.35	2.82	3.13	4.36	1.09	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.74	3.64	4.03	4.36	1.09	0.08	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.35	2.82	3.13	4.36	1.09	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.74	3.64	4.03	4.36	1.09	0.08	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.35	2.77	3.08	4.20	1.05	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.74	3.57	3.97	4.20	1.05	0.07	61402.76	230691.50	48445.21
	0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.14	3.73	4.30	6.21	1.55	0.17	75047.81	136450.57	28654.62
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.25	3.92	4.52	6.21	1.55	0.11	61402.76	136450.57	28654.62
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.83	3.42	3.88	7.81	1.94	0.22	167974.20	229376.95	48169.16
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.36	4.40	4.99	7.81	1.95	0.14	61402.76	229376.95	48169.16
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.64	2.35	2.87	3.71	0.93	0.11	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.12	3.03	3.70	3.71	0.93	0.06	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.72	2.91	3.38	5.68	1.42	0.16	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.21	3.75	4.36	5.68	1.42	0.10	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.75	3.05	3.51	6.23	1.56	0.18	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.25	3.93	4.53	6.23	1.56	0.11	61402.76	230691.50	48445.21
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.37	2.43	2.79	3.24	0.81	0.09	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.77	3.14	3.60	3.24	0.81	0.06	61402.76	230691.50	48445.21
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.41	3.25	3.54	5.77	1.44	0.17	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.81	4.19	4.56	5.77	1.44	0.10	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.39	3.14	3.43	5.38	1.34	0.15	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.79	4.04	4.42	5.38	1.34	0.09	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.37	2.43	2.79	3.24	0.81	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.77	3.14	3.60	3.24	0.81	0.06	61402.76	230691.50	48445.21	
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.39	3.14	3.43	5.38	1.34	0.15	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.79	4.04	4.42	5.38	1.34	0.09	61402.76	230691.50	48445.21	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.58	4.45	5.14	6.03	1.51	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.13	3.68	4.25	6.03	1.51	0.17	75047.81	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.58	4.45	5.14	6.03	1.51	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.58	4.49	5.18	6.14	1.54	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.14	3.71	4.28	6.14	1.54	0.17	75047.81	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.58	4.49	5.18	6.14	1.54	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	

Tabla I-9: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 5 del edificio, según la norma CCMPA (Parte I).

Planta	Cerramiento	Localización	Hoja	h (m)	L (m)	$\theta$ (°)	$E_{I,c}$ (MPa)	$E_{I,c}$ (kPa)	$E_{I,b}$ (MPa)	$E_{I,b}$ (kPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )
Planta 5	M1 - M2 M3 - M11	1-2	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,77	35,61	33000	330000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	3-4	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,47	37,89	33000	330000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	4-5	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,47	37,89	33000	330000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	6-7	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,27	39,55	33000	330000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M7a - M7b M7c - M25	1-8	Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-7	2,70	5,59	25,78	33000	330000000	31000	31000000	2,28E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	8-11	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	7,33	20,22	33000	330000000	31000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	11-18	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	2,55	46,64	33000	330000000	31000	31000000	3,13E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	7-10	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,00	28,37	33000	330000000	31000	31000000	2,28E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	10-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,61	25,70	33000	330000000	31000	31000000	2,28E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	12-13	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,84	55,73	33000	330000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	13-14	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,65	30,14	33000	330000000	31000	31000000	1,01E-03	1,01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	14-15	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,65	30,14	33000	330000000	31000	31000000	1,01E-03	1,01E-03
	M1 - M2 M3 - M11	15-16	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,84	55,73	33000	330000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	16-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,65	30,14	33000	330000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M17	4-9	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,39	26,61	33000	330000000	31000	31000000	1,60E-03	6,75E-04
	M17	9-14	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,52	26,06	33000	330000000	31000	31000000	2,28E-03	6,75E-04

Tabla I-10: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 5 del edificio, según la norma CCMPA (Parte 2).

Planta	$t_w$ (m)	$f_k$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (kPa)	$\alpha_h$	$\alpha_e$	w (m)	d (m)	$w_e$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$k_{b,biela}$ (kN/m)	$k_{b,comp}$ (kN/m)	$k_{b,sistémica}$ (kN/m)
Planta 5	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.32	2.83	3.12	4.64	1.16	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.70	3.64	4.02		1.16	0.08	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.31	2.75	3.05	4.40	1.10	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.69	3.55	3.93		1.10	0.08	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.31	2.75	3.05	4.40	1.10	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.69	3.55	3.93		1.10	0.08	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.31	2.70	3.00	4.24	1.06	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.69	3.48	3.87		1.06	0.07	61402.76		
	0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.14	3.73	4.30	6.21	1.55	0.17	75047.81	136450.57	28654.62
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.25	3.92	4.52		1.55	0.11	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.98	3.42	3.95	7.81	1.95	0.22	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.55	4.40	5.09		1.95	0.14	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.78	2.35	2.95	3.71	0.93	0.11	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.29	3.03	3.80		0.93	0.06	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.72	2.91	3.38	5.68	1.42	0.16	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.21	3.75	4.36		1.42	0.10	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.75	3.05	3.51	6.23	1.56	0.18	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.25	3.93	4.53		1.56	0.11	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76		
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.39	3.14	3.43	5.38	1.34	0.15	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.79	4.04	4.42		1.34	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.35	3.04	3.33	5.38	1.34	0.15	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.74	3.92	4.29		1.34	0.09	61402.76			
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.36	4.45	5.03	6.03	1.51	0.06	35087.29	145222.39	30496.70	
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	1.95	3.68	4.16		1.51	0.17	75047.81			
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.36	4.45	5.03		1.51	0.06	35087.29			
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.58	4.49	5.18		1.54	0.06	35087.29			
0.110	3.21	2729.01	2729011.40	2.14	3.71	4.28	6.14	1.54	0.17	75047.81	145222.39	30496.70	
0.040	4.13	3508.73	3508728.94	2.58	4.49	5.18		1.54	0.06	35087.29			

Anejo I: Cálculo de la rigidez de la biela equivalente de los cerramientos

Tabla I-11: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 6 del edificio, según la norma CCMPA (Parte I).

Planta	Cerramiento	Localización	Hoja	h (m)	L (m)	$\theta$ (°)	$E_{i,c}$ (MPa)	$E_{i,c}$ (kPa)	$E_{i,b}$ (MPa)	$E_{i,b}$ (kPa)	$E_{i,a}$ (kPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )	$I_a$ (m <sup>4</sup> )
Planta 6	M1 - M2 M3 - M11	1-2	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,77	35,61	33000	330000000	31000	31000000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	3-4	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,47	37,89	33000	330000000	31000	31000000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	4-5	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,47	37,89	33000	330000000	31000	31000000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	6-7	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,27	39,55	33000	330000000	31000	31000000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	9,00E-04
	M7a - M7b M7c - M25	1-8	Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-7	2,70	5,59	25,78	33000	330000000	31000	31000000	31000000	1,60E-03	6,75E-04	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	8-11	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	7,33	20,22	33000	330000000	31000	31000000	31000000	2,28E-03	6,75E-04	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	11-18	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	2,55	46,64	33000	330000000	31000	31000000	31000000	2,28E-03	6,75E-04	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	7-10	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,00	28,37	33000	330000000	31000	31000000	31000000	1,60E-03	6,75E-04	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	10-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,61	25,70	33000	330000000	31000	31000000	31000000	1,60E-03	6,75E-04	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	12-13	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,84	55,73	33000	330000000	31000	31000000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	13-14	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,70	29,88	33000	330000000	31000	31000000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	14-15	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,70	29,88	33000	330000000	31000	31000000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	15-16	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,84	55,73	33000	330000000	31000	31000000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	16-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,70	29,88	33000	330000000	31000	31000000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	9,00E-04
	M17	4-9	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,39	26,61	33000	330000000	31000	31000000	31000000	1,60E-03	6,75E-04	6,75E-04
	M17	9-14	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,52	26,06	33000	330000000	31000	31000000	31000000	1,60E-03	6,75E-04	6,75E-04



Tabla I-12: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta 6 del edificio, según la norma CCMPA (Parte 2).

Planta	$t_w$ (m)	$f_k$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (kPa)	$\alpha_{th}$	$\alpha_{th}$	$\alpha_{th}$	$w$ (m)	$d$ (m)	$w_k$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$k_{b,bielas}$ (kN/m)	$k_{b,cont}$ (kN/m)	$k_{b,estructura}$ (kN/m)	
Planta 6	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.32	2.83	3.12	3.12	4.64	1.16	0.13	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.70	3.64	4.02	4.02		1.16	0.08	61402.76			
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.31	2.75	3.05	3.05	4.40	1.10	0.13	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.69	3.55	3.93	3.93		1.10	0.08	61402.76			
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.31	2.75	3.05	3.05	4.40	1.10	0.13	169288.74	230691.50	48445.21	
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.69	3.55	3.93	3.93		1.10	0.08	61402.76			
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.31	2.70	3.00	3.00	4.24	4.24	1.06	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.69	3.48	3.87	3.87		4.24	1.06	0.07	61402.76		
	0.110	3.21	2729.01	2729.01	2729011.40	1.96	3.73	4.21	4.21	6.21	6.21	1.55	0.17	75047.81	136450.57	28654.62
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.06	3.92	4.43	4.43		6.21	1.55	0.11	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.83	3.42	3.88	3.88	7.81	7.81	1.94	0.22	167974.20	229376.95	48169.16
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.36	4.40	4.99	4.99		7.81	1.95	0.14	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.64	2.35	2.87	2.87	3.71	3.71	0.93	0.11	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.12	3.03	3.70	3.70		3.71	0.93	0.06	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.57	2.91	3.31	3.31	5.68	5.68	1.42	0.16	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.03	3.75	4.27	4.27		5.68	1.42	0.10	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.60	3.05	3.44	3.44	6.23	6.23	1.56	0.18	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.06	3.93	4.44	4.44		6.23	1.56	0.11	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	2.72	3.27	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50	3.50		3.27	0.82	0.06	61402.76		
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	3.34	5.42	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31	4.31		5.42	1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	3.34	5.42	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31	4.31		5.42	1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	2.72	3.27	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50	3.50		3.27	0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	3.34	5.42	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31	4.31		5.42	1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	3.34	6.03	6.03	1.51	0.17	75047.81	145222.39	30496.70	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.36	4.45	5.03	5.03		6.03	1.51	0.06	35087.29			
0.110	3.21	2729.01	2729.01	2729011.40	1.95	3.68	4.16	4.16	6.14	6.14	1.54	0.17	75047.81	145222.39	30496.70	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.36	4.45	5.03	5.03		6.14	1.54	0.06	35087.29			
0.110	3.21	2729.01	2729.01	2729011.40	1.96	3.71	4.20	4.20		6.14	1.54	0.17	75047.81	145222.39	30496.70	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.37	4.49	5.07	5.07		6.14	1.54	0.06	35087.29			

Tabla I-13: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Plantas 7, 8 y 9 del edificio, según la norma CCMPA (Parte 1).

Planta	Cerramiento	Localización	Hoja	h (m)	L (m)	$\theta$ (°)	$E_{i,c}$ (MPa)	$E_{i,c}$ (kPa)	$E_{i,b}$ (MPa)	$E_{i,b}$ (kPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )
Plantas 7, 8 y 9	M1 - M2 M3 - M11	1-2	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,77	35,61	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	3-4	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,47	37,89	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	4-5	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,47	37,89	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	6-7	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	3,27	39,55	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M7a - M7b M7c - M25	1-8	Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-7	2,70	5,59	25,78	33000	33000000	31000	31000000	1,60E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	8-11	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	7,33	20,22	33000	33000000	31000	31000000	1,60E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	11-18	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	2,55	46,64	33000	33000000	31000	31000000	1,60E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	7-10	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,00	28,37	33000	33000000	31000	31000000	1,60E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	10-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	5,61	25,70	33000	33000000	31000	31000000	1,60E-03	6,75E-04
	M1 - M2 M3 - M11	12-13	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,84	55,73	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	13-14	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,70	29,88	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	14-15	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,70	29,88	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	15-16	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	1,84	55,73	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M1 - M2 M3 - M11	16-17	Ladrillo Caravista Ladrillo H/D-7	2,70	4,70	29,88	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04
	M17	4-9	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,39	26,61	33000	33000000	31000	31000000	1,60E-03	6,75E-04
	M17	9-14	Ladrillo H/D-4 Ladrillo Panchito Ladrillo H/D-4	2,70	5,52	26,06	33000	33000000	31000	31000000	1,60E-03	6,75E-04

Tabla I-14: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Plantas 7, 8 y 9 del edificio, según la norma CCMPA (Parte 2).

Planta	$t_w$ (m)	$f_k$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (kPa)	$\alpha_h$	$\alpha_e$	w (m)	d (m)	$w_e$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$k_{b,biela}$ (kN/m)	$k_{b,comp}$ (kN/m)	$k_{b,sistema}$ (kN/m)
Plantas 7, 8 y 9	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.32	2.83	3.12	4.64	1.16	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.70	3.64	4.02		1.16	0.08	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.31	2.75	3.05	4.40	1.10	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.69	3.55	3.93		1.10	0.08	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.31	2.75	3.05	4.40	1.10	0.13	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.69	3.55	3.93		1.10	0.08	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.31	2.70	3.00	4.24	1.06	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.69	3.48	3.87		1.06	0.07	61402.76		
	0.110	3.21	2729.01	2729.01	2729011.40	1.96	3.73	4.21	6.21	1.55	0.17	75047.81	136450.57	28654.62
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.06	3.92	4.43		1.55	0.11	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.68	3.42	3.80	7.81	1.90	0.22	164908.20	226310.96	47525.30
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.16	4.40	4.90		1.95	0.14	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.51	2.35	2.79	3.71	0.93	0.11	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.94	3.03	3.60		0.93	0.06	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.57	2.91	3.31	5.68	1.42	0.16	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.03	3.75	4.27		1.42	0.10	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.60	3.05	3.44	6.23	1.56	0.18	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	2.06	3.93	4.44		1.56	0.11	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76		
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76			
0.115	6.93	5888.30	5888.30	5888304.05	1.35	3.06	3.34	5.42	1.36	0.16	169288.74	230691.50	48445.21	
0.070	4.13	3508.73	3508.73	3508728.94	1.74	3.94	4.31		1.36	0.09	6140			

Tabla I-15: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta Baja y de cubierta del edificio, según la norma CCMPA (Parte 1).

Planta	Localización	Hoja	h (m)	L (m)	$\theta$ (°)	$E_{I,c}$ (MPa)	$E_{I,c}$ (kPa)	$E_{I,b}$ (MPa)	$E_{I,b}$ (kPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )
Planta Baja	P4b-9	Ladrillo Caravista	5,00	4,56	47,64	33000	33000000	31000	31000000	3,20E-03	1,35E-03
		Ladrillo H/D-7									
	9-P4d	Ladrillo Caravista	5,00	4,56	47,64	33000	33000000	31000	31000000	3,20E-03	1,35E-03
		Ladrillo H/D-7									
	12-13	Ladrillo Caravista	5,00	1,84	69,80	33000	33000000	31000	31000000	3,20E-03	1,35E-03
		Ladrillo H/D-7									
	13-15	Ladrillo Caravista	5,00	10,80	24,84	33000	33000000	31000	31000000	3,20E-03	1,35E-03
		Ladrillo H/D-7									
	15-16	Ladrillo Caravista	5,00	1,84	69,80	33000	33000000	31000	31000000	3,20E-03	1,35E-03
		Ladrillo H/D-7									
	12-P4a	Ladrillo Panchito	5,00	5,50	42,27	33000	33000000	31000	31000000	1,18E-01	4,50E-04
		Ladrillo H/D-7									
16-P4e	Ladrillo Caravista	5,00	5,50	42,27	33000	33000000	31000	31000000	1,18E-01	4,50E-04	
	Ladrillo H/D-7										

Planta	Localización	Hoja	h (m)	L (m)	$\theta$ (°)	$E_{I,c}$ (MPa)	$E_{I,c}$ (kPa)	$E_{I,b}$ (MPa)	$E_{I,b}$ (kPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$I_b$ (m <sup>4</sup> )
Planta cubierta	15-P4d	Ladrillo Caravista	2,70	4,98	28,47	33000	33000000	31000	31000000	2,08E-03	4,50E-04
		Ladrillo H/D-7									
	P4a-P4b	Ladrillo Panchito	2,70	2,40	48,37	33000	33000000	31000	31000000	3,33E-04	1,13E-03
Ladrillo H/D-11											
P4d-P4e	Ladrillo Panchito	2,70	2,40	48,37	33000	33000000	31000	31000000	3,33E-04	1,13E-03	
	Ladrillo H/D-11										
9-19	Ladrillo Caravista	2,70	3,17	40,42	33000	33000000	31000	31000000	1,60E-03	6,75E-04	
	Ladrillo H/D-7										
9-P4d	Ladrillo Caravista	2,70	4,31	32,07	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	
	Ladrillo H/D-7										
12-13	Ladrillo Caravista	2,70	1,84	55,73	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	
	Ladrillo H/D-7										
15-16	Ladrillo Caravista	2,70	1,84	55,73	33000	33000000	31000	31000000	9,00E-04	9,00E-04	
	Ladrillo H/D-7										

Tabla I-16: Cálculo de la rigidez de las bielas equivalentes de los cerramientos de la Planta Baja y de cubierta del edificio, según la norma CCMPA (Parte 2).

Planta	$t_w$ (m)	$f_k$ (MPa)	$E_w$ (MPa)	$E_w$ (kPa)	$\alpha_h$	$\alpha_L$	$w$ (m)	$d$ (m)	$w_e$ (m)	$A_w$ (m <sup>2</sup> )	$k_{p,hoja}$ (kN/m)	$k_{p,comp}$ (kN/m)	$k_{p,sisbrick}$ (kN/m)
Planta Baja	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	2.09	3.24	3.86	6.77	1.69	0.19	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.69	4.18	4.97		1.69	0.12	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	2.09	3.24	3.86	6.77	1.69	0.19	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.69	4.18	4.97		1.69	0.12	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	2.33	2.88	3.70	5.33	1.33	0.15	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3.00	3.71	4.77		1.33	0.09	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	2.23	4.30	4.84	11.90	2.42	0.28	137789.35	199192.10	41830.34
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.88	5.54	6.24		2.98	0.21	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	2.33	2.88	3.70	5.33	1.33	0.15	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	3.00	3.71	4.77		1.33	0.09	61402.76		
Planta cubierta	0.110	3.21	2729.01	2729011.40	6.31	3.16	7.06	7.43	1.86	0.20	75047.81	136450.57	28654.62
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	6.64	3.33	7.42		1.86	0.13	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5.15	2.58	5.76	7.43	1.86	0.21	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	6.64	3.33	7.42		1.86	0.13	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	5.15	2.58	5.76	7.43	1.86	0.21	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	6.64	3.33	7.42		1.86	0.13	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.68	2.63	3.12	5.66	1.42	0.16	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	2.16	3.39	4.02		1.42	0.10	61402.76		
	0.110	3.21	2729.01	2729011.40	1.25	3.23	3.47	3.61	0.90	0.10	75047.81	171537.86	36022.95
	0.110	4.13	3508.73	3508728.94	1.17	3.04	3.26		0.90	0.10	96490.05		
Planta cubierta	0.110	3.21	2729.01	2729011.40	1.25	3.23	3.47	3.61	0.90	0.10	75047.81	171537.86	36022.95
	0.110	4.13	3508.73	3508728.94	1.17	3.04	3.26		0.90	0.10	96490.05		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.51	2.49	2.91	4.16	1.04	0.12	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.95	3.21	3.76		1.04	0.07	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.34	2.96	3.25	5.09	1.27	0.15	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.72	3.82	4.19		1.27	0.09	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76		
	0.115	6.93	5888.30	5888304.05	1.33	2.37	2.72	3.27	0.82	0.09	169288.74	230691.50	48445.21
	0.070	4.13	3508.73	3508728.94	1.71	3.06	3.50		0.82	0.06	61402.76		



## TRABAJO DE FIN DE MÁSTER

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero  
Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

### **ANEJO II**

## **RESULTADOS COMPLETOS DEL ANÁLISIS MODAL**

Ruiz Miguel, Álvaro

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos





## **II. Resultados completos del análisis modal**

En el presente anejo se recogen los resultados completos del análisis modal que se resumen en el subapartado 4.2.

Dichos resultados se recogen en las siguientes tablas:

- Tabla-II-1 y Tabla II-2. Se muestran las frecuencias y masas modales efectivas de los modos propios de vibración del Modelo 1.
- Tabla II-3. Se muestran las frecuencias y masas modales efectivas de los modos propios de vibración de los Modelos 2 y 3.
- Tabla II-4. Se muestran las frecuencias y masas modales efectivas de los modos propios de vibración de los Modelos 4 y 5.
- Tabla II-5. Se muestran las frecuencias y masas modales efectivas de los modos propios de vibración de los Modelos 6 y 7.

Tabla-II-1: Frecuencias y masas modales efectivas de los modos de vibración del Modelo 1 (Parte I).

Caso	Nº Modo	Periodo (s)	Modelo 1										Suma RZ			
			UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RY	RZ	Suma RX		Suma RY		
MODAL	1	1,820	0,002	0,007	0,000	0,002	0,007	0,000	0,004	0,001	0,251	0,004	0,001	0,004	0,001	0,251
MODAL	2	1,768	0,532	0,000	0,000	0,534	0,007	0,000	0,000	0,300	0,002	0,004	0,301	0,004	0,253	
MODAL	3	1,651	0,000	0,508	0,000	0,534	0,515	0,000	0,313	0,000	0,015	0,318	0,301	0,268		
MODAL	4	0,579	0,000	0,003	0,000	0,534	0,518	0,000	0,003	0,000	0,043	0,321	0,301	0,311		
MODAL	5	0,548	0,102	0,000	0,000	0,636	0,518	0,000	0,000	0,086	0,000	0,321	0,386	0,311		
MODAL	6	0,451	0,000	0,121	0,000	0,636	0,639	0,000	0,071	0,000	0,004	0,392	0,386	0,316		
MODAL	7	0,311	0,000	0,003	0,000	0,636	0,642	0,000	0,000	0,000	0,014	0,393	0,386	0,330		
MODAL	8	0,282	0,034	0,000	0,001	0,670	0,642	0,001	0,000	0,007	0,000	0,393	0,394	0,330		
MODAL	9	0,257	0,000	0,006	0,000	0,670	0,648	0,001	0,002	0,000	0,001	0,394	0,394	0,331		
MODAL	10	0,237	0,000	0,008	0,001	0,670	0,656	0,002	0,004	0,000	0,001	0,398	0,394	0,332		
MODAL	11	0,233	0,001	0,000	0,226	0,671	0,656	0,228	0,000	0,019	0,000	0,398	0,413	0,332		
MODAL	12	0,219	0,000	0,000	0,002	0,671	0,656	0,230	0,053	0,000	0,001	0,451	0,413	0,332		
MODAL	13	0,211	0,001	0,000	0,226	0,673	0,656	0,456	0,000	0,009	0,000	0,451	0,421	0,332		
MODAL	14	0,205	0,000	0,035	0,001	0,673	0,691	0,457	0,002	0,000	0,000	0,453	0,421	0,333		
MODAL	15	0,197	0,000	0,004	0,014	0,673	0,695	0,471	0,023	0,000	0,003	0,477	0,421	0,335		
MODAL	16	0,189	0,001	0,000	0,003	0,674	0,695	0,474	0,002	0,000	0,001	0,478	0,422	0,336		
MODAL	17	0,187	0,004	0,000	0,037	0,677	0,695	0,511	0,006	0,002	0,001	0,484	0,423	0,337		
MODAL	18	0,186	0,000	0,001	0,000	0,677	0,695	0,511	0,075	0,000	0,000	0,559	0,424	0,337		
MODAL	19	0,169	0,005	0,000	0,034	0,682	0,695	0,545	0,000	0,001	0,000	0,559	0,425	0,337		
MODAL	20	0,167	0,003	0,000	0,023	0,685	0,695	0,567	0,001	0,012	0,000	0,560	0,436	0,337		
MODAL	21	0,165	0,001	0,000	0,007	0,686	0,695	0,574	0,000	0,007	0,000	0,560	0,444	0,337		
MODAL	22	0,157	0,000	0,000	0,003	0,686	0,696	0,576	0,017	0,000	0,000	0,577	0,444	0,338		
MODAL	23	0,153	0,000	0,000	0,002	0,686	0,696	0,578	0,002	0,000	0,000	0,579	0,444	0,338		
MODAL	24	0,151	0,001	0,000	0,000	0,687	0,696	0,579	0,000	0,000	0,001	0,579	0,444	0,338		
MODAL	25	0,146	0,000	0,000	0,003	0,687	0,696	0,581	0,004	0,000	0,000	0,583	0,444	0,338		
MODAL	26	0,144	0,000	0,001	0,003	0,687	0,697	0,585	0,000	0,000	0,002	0,583	0,444	0,340		
MODAL	27	0,141	0,000	0,000	0,009	0,687	0,697	0,593	0,000	0,000	0,000	0,583	0,444	0,340		
MODAL	28	0,139	0,000	0,001	0,004	0,687	0,698	0,597	0,001	0,000	0,000	0,584	0,444	0,340		
MODAL	29	0,138	0,000	0,001	0,005	0,687	0,699	0,603	0,006	0,000	0,000	0,589	0,444	0,341		
MODAL	30	0,136	0,000	0,005	0,000	0,687	0,704	0,603	0,002	0,000	0,002	0,591	0,444	0,342		

Tabla II-2: Frecuencias y masas modales efectivas de los modos de vibración del Modelo 1 (Parte 2).

Caso	Nº Modo	Período (s)	Modelo 1											
			UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RZ	Suma RX	Suma RZ		
MODAL	31	0,136	0,000	0,000	0,000	0,687	0,704	0,603	0,000	0,001	0,000	0,591	0,445	0,342
MODAL	32	0,135	0,000	0,001	0,001	0,688	0,705	0,603	0,001	0,001	0,000	0,592	0,446	0,343
MODAL	33	0,131	0,000	0,020	0,000	0,688	0,725	0,603	0,009	0,000	0,002	0,601	0,446	0,345
MODAL	34	0,129	0,000	0,003	0,001	0,688	0,728	0,604	0,002	0,000	0,001	0,603	0,446	0,345
MODAL	35	0,128	0,002	0,001	0,001	0,690	0,729	0,605	0,001	0,002	0,000	0,605	0,448	0,345
MODAL	36	0,124	0,000	0,001	0,004	0,690	0,730	0,609	0,000	0,000	0,001	0,605	0,448	0,347
MODAL	37	0,122	0,000	0,001	0,006	0,690	0,731	0,615	0,000	0,000	0,001	0,605	0,448	0,348
MODAL	38	0,121	0,000	0,000	0,002	0,691	0,731	0,617	0,001	0,000	0,000	0,606	0,448	0,348
MODAL	39	0,120	0,001	0,009	0,000	0,691	0,740	0,617	0,011	0,001	0,012	0,617	0,449	0,361
MODAL	40	0,118	0,000	0,000	0,000	0,691	0,741	0,617	0,002	0,000	0,000	0,619	0,449	0,361
MODAL	41	0,117	0,000	0,000	0,000	0,691	0,741	0,617	0,000	0,000	0,001	0,619	0,449	0,361
MODAL	42	0,117	0,000	0,002	0,000	0,692	0,743	0,618	0,000	0,000	0,002	0,620	0,449	0,363
MODAL	43	0,116	0,000	0,022	0,001	0,692	0,765	0,619	0,028	0,000	0,038	0,648	0,449	0,401
MODAL	44	0,116	0,000	0,037	0,001	0,692	0,802	0,619	0,035	0,000	0,064	0,682	0,449	0,465
MODAL	45	0,115	0,000	0,024	0,000	0,692	0,825	0,620	0,015	0,000	0,046	0,697	0,449	0,511
MODAL	46	0,115	0,000	0,024	0,000	0,692	0,849	0,620	0,019	0,001	0,044	0,716	0,450	0,555
MODAL	47	0,114	0,000	0,000	0,002	0,692	0,849	0,621	0,000	0,000	0,000	0,716	0,450	0,555
MODAL	48	0,114	0,000	0,000	0,024	0,692	0,849	0,646	0,003	0,007	0,000	0,719	0,458	0,555
MODAL	49	0,114	0,000	0,001	0,004	0,692	0,850	0,649	0,004	0,000	0,002	0,723	0,458	0,557
MODAL	50	0,113	0,000	0,000	0,001	0,692	0,850	0,650	0,000	0,000	0,000	0,724	0,458	0,558
MODAL	51	0,112	0,000	0,001	0,000	0,692	0,851	0,651	0,001	0,000	0,001	0,725	0,458	0,559
MODAL	52	0,112	0,000	0,000	0,002	0,692	0,851	0,652	0,000	0,001	0,000	0,725	0,459	0,559
MODAL	53	0,111	0,000	0,000	0,000	0,692	0,851	0,653	0,003	0,000	0,000	0,728	0,460	0,559
MODAL	54	0,111	0,000	0,000	0,005	0,692	0,851	0,658	0,006	0,001	0,000	0,734	0,461	0,559
MODAL	55	0,111	0,000	0,000	0,000	0,692	0,851	0,658	0,000	0,000	0,000	0,734	0,461	0,559
MODAL	56	0,111	0,000	0,000	0,001	0,693	0,851	0,659	0,000	0,001	0,000	0,734	0,461	0,559
MODAL	57	0,110	0,000	0,000	0,001	0,693	0,851	0,660	0,000	0,000	0,000	0,734	0,462	0,559
MODAL	58	0,110	0,000	0,000	0,013	0,693	0,851	0,673	0,002	0,032	0,000	0,736	0,494	0,559
MODAL	59	0,110	0,000	0,000	0,000	0,693	0,851	0,674	0,000	0,000	0,000	0,736	0,494	0,559
MODAL	60	0,109	0,000	0,000	0,002	0,693	0,851	0,676	0,000	0,000	0,000	0,736	0,494	0,559
SismoX_R	1	1,752	0,556	0,000	0,000	0,556	0,000	0,000	0,000	0,286	0,000	0,000	0,286	0,000
SismoY_R	1	1,637	0,000	0,537	0,000	0,000	0,537	0,000	0,304	0,000	0,002	0,304	0,000	0,002

Tabla II-3: Frecuencias y masas modales efectivas de los modos de vibración de los Modelos 2 y 3.

Caso	Nº Modo	Periodo (s)	Modelo 2													
			UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ		
MODAL	1	2,516	0,640	0,004	0,000	0,640	0,004	0,000	0,000	0,002	0,227	0,001	0,002	0,227	0,001	0,001
MODAL	2	2,328	0,005	0,639	0,000	0,645	0,644	0,000	0,238	0,002	0,005	0,239	0,239	0,229	0,006	
MODAL	3	2,121	0,001	0,000	0,000	0,646	0,644	0,000	0,000	0,001	0,304	0,240	0,229	0,310	0,310	
MODAL	4	0,768	0,263	0,000	0,001	0,909	0,644	0,001	0,000	0,338	0,023	0,240	0,567	0,333	0,333	
MODAL	5	0,684	0,001	0,277	0,000	0,910	0,921	0,001	0,393	0,001	0,019	0,633	0,568	0,352	0,352	
MODAL	6	0,647	0,005	0,013	0,000	0,914	0,935	0,001	0,021	0,006	0,249	0,654	0,574	0,601	0,601	
MODAL	7	0,497	0,002	0,007	0,000	0,916	0,942	0,001	0,003	0,001	0,335	0,657	0,575	0,936	0,936	
SismoX_R	1	2,468	0,699	0,000	0,000	0,699	0,000	0,000	0,000	0,194	0,000	0,000	0,194	0,000	0,000	
SismoY_R	1	2,286	0,000	0,696	0,000	0,000	0,696	0,000	0,203	0,000	0,004	0,203	0,000	0,000	0,004	

Caso	Nº Modo	Periodo (s)	Modelo 3												
			UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ	
MODAL	1	2,185	0,671	0,001	0,001	0,671	0,001	0,001	0,001	0,001	0,216	0,000	0,001	0,216	0,000
MODAL	2	1,749	0,001	0,707	0,000	0,673	0,709	0,001	0,208	0,000	0,015	0,209	0,216	0,015	0,015
MODAL	3	1,302	0,000	0,007	0,000	0,673	0,715	0,001	0,002	0,000	0,407	0,211	0,216	0,422	0,422
MODAL	4	0,697	0,276	0,000	0,002	0,949	0,715	0,003	0,000	0,399	0,021	0,211	0,616	0,443	0,443
MODAL	5	0,618	0,000	0,255	0,000	0,949	0,970	0,003	0,556	0,000	0,006	0,767	0,616	0,450	0,450
MODAL	6	0,524	0,006	0,000	0,006	0,955	0,970	0,009	0,000	0,009	0,497	0,767	0,625	0,947	0,947
SismoX_R	1	2,142	0,730	0,000	0,001	0,730	0,000	0,001	0,000	0,177	0,000	0,000	0,177	0,000	0,000
SismoY_R	1	1,714	0,000	0,776	0,000	0,000	0,776	0,000	0,162	0,000	0,006	0,162	0,000	0,006	0,006

Tabla II-4: Frecuencias y masas modales efectivas de los modos de vibración de los Modelos 4 y 5.

Caso	Nº Modo	Período (s)	Modelo 4														
			UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ			
MODAL	1	2,375	0,657	0,001	0,001	0,657	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,222	0,000	0,000	0,222	0,000
MODAL	2	2,036	0,001	0,669	0,000	0,658	0,670	0,001	0,001	0,001	0,001	0,224	0,000	0,014	0,225	0,222	0,014
MODAL	3	1,693	0,000	0,005	0,000	0,659	0,676	0,001	0,001	0,001	0,002	0,002	0,000	0,337	0,227	0,223	0,350
MODAL	4	0,737	0,267	0,000	0,001	0,926	0,676	0,002	0,002	0,002	0,000	0,000	0,366	0,022	0,227	0,589	0,372
MODAL	5	0,652	0,000	0,276	0,000	0,926	0,952	0,002	0,002	0,002	0,481	0,000	0,000	0,005	0,708	0,589	0,377
MODAL	6	0,574	0,004	0,000	0,001	0,930	0,952	0,003	0,003	0,003	0,000	0,006	0,006	0,430	0,708	0,595	0,807
MODAL	7	0,464	0,000	0,000	0,753	0,930	0,952	0,756	0,000	0,000	0,000	0,002	0,002	0,005	0,708	0,597	0,812
MODAL	8	0,454	0,002	0,003	0,016	0,932	0,955	0,772	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,137	0,709	0,598	0,950
SismoX_R	1	2,330	0,713	0,000	0,000	0,713	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,186	0,000	0,000	0,186	0,000
SismoY_R	1	1,996	0,000	0,732	0,000	0,000	0,732	0,000	0,000	0,000	0,184	0,000	0,000	0,006	0,184	0,000	0,006

Caso	Nº Modo	Período (s)	Modelo 5														
			UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ			
MODAL	1	1,733	0,001	0,010	0,000	0,001	0,010	0,010	0,000	0,000	0,000	0,002	0,001	0,756	0,002	0,001	0,756
MODAL	2	1,662	0,750	0,000	0,000	0,751	0,010	0,010	0,000	0,000	0,000	0,000	0,214	0,002	0,002	0,215	0,758
MODAL	3	1,520	0,000	0,704	0,000	0,751	0,713	0,000	0,000	0,000	0,175	0,175	0,000	0,009	0,177	0,215	0,766
MODAL	4	0,551	0,000	0,004	0,000	0,751	0,717	0,000	0,000	0,010	0,010	0,000	0,000	0,135	0,187	0,215	0,902
MODAL	5	0,513	0,147	0,000	0,000	0,898	0,717	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,444	0,000	0,187	0,659	0,902
MODAL	6	0,415	0,000	0,173	0,000	0,898	0,890	0,000	0,000	0,267	0,000	0,267	0,000	0,006	0,454	0,659	0,907
MODAL	7	0,298	0,000	0,004	0,000	0,898	0,894	0,000	0,000	0,003	0,003	0,000	0,000	0,049	0,457	0,659	0,956
MODAL	8	0,267	0,054	0,000	0,002	0,952	0,894	0,002	0,002	0,000	0,000	0,000	0,071	0,000	0,457	0,730	0,956
MODAL	9	0,255	0,001	0,006	0,000	0,953	0,900	0,002	0,002	0,006	0,006	0,000	0,001	0,003	0,463	0,731	0,959
SismoX_R	1	1,646	0,782	0,000	0,000	0,782	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,187	0,000	0,000	0,187	0,000
SismoY_R	1	1,510	0,000	0,742	0,000	0,000	0,742	0,000	0,000	0,158	0,158	0,000	0,000	0,001	0,158	0,000	0,001

Tabla II-5: Frecuencias y masas modales efectivas de los modos de vibración de los Modelos 6 y 7.

Caso	Nº Modo	Periodo (s)	Modelo 6														
			UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ			
MODAL	1	1,301	0,770	0,000	0,000	0,770	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,201	0,002	0,000	0,201	0,002
MODAL	2	1,093	0,001	0,680	0,000	0,772	0,680	0,000	0,144	0,000	0,144	0,144	0,000	0,081	0,144	0,202	0,083
MODAL	3	1,042	0,002	0,077	0,000	0,773	0,757	0,000	0,016	0,000	0,016	0,160	0,000	0,768	0,160	0,202	0,851
MODAL	4	0,419	0,147	0,000	0,000	0,921	0,757	0,001	0,000	0,001	0,000	0,160	0,523	0,000	0,160	0,725	0,851
MODAL	5	0,353	0,000	0,002	0,000	0,921	0,759	0,001	0,014	0,001	0,014	0,174	0,001	0,103	0,174	0,726	0,955
MODAL	6	0,334	0,000	0,157	0,000	0,921	0,916	0,001	0,372	0,000	0,372	0,545	0,000	0,003	0,545	0,726	0,958
SismoX_R	1	1,288	0,806	0,000	0,000	0,806	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,171	0,000	0,000	0,171	0,000
SismoY_R	1	1,077	0,000	0,789	0,000	0,000	0,789	0,000	0,137	0,000	0,137	0,137	0,000	0,000	0,137	0,000	0,000

Caso	Nº Modo	Periodo (s)	Modelo 7														
			UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ			
MODAL	1	1,525	0,755	0,000	0,000	0,755	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,207	0,006	0,000	0,207	0,006
MODAL	2	1,395	0,006	0,001	0,000	0,761	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,798	0,000	0,208	0,804
MODAL	3	1,328	0,000	0,733	0,000	0,762	0,734	0,000	0,168	0,000	0,168	0,168	0,000	0,000	0,168	0,208	0,804
MODAL	4	0,479	0,142	0,000	0,000	0,903	0,734	0,000	0,000	0,000	0,000	0,168	0,465	0,002	0,168	0,672	0,807
MODAL	5	0,458	0,002	0,003	0,000	0,906	0,737	0,000	0,012	0,000	0,012	0,180	0,009	0,118	0,180	0,681	0,925
MODAL	6	0,382	0,000	0,164	0,000	0,906	0,901	0,000	0,306	0,000	0,306	0,486	0,000	0,005	0,486	0,682	0,929
SismoX_R	1	1,510	0,792	0,000	0,000	0,792	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,179	0,000	0,000	0,179	0,000
SismoY_R	1	1,316	0,000	0,764	0,000	0,000	0,764	0,000	0,148	0,000	0,148	0,148	0,000	0,000	0,148	0,000	0,000







## TRABAJO DE FIN DE MÁSTER

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero  
Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

### **ANEJO III**

# **MÁXIMOS ESFUERZOS DE LOS PILARES EN LOS DIFERENTES MODELOS Y DIFERENCIAS ENTRE ELLOS**

Ruiz Miguel, Álvaro

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos



### III. Máximos esfuerzos en los pilares de los diferentes modelos y comparación entre ellos

En el presente anejo se recogen las diferencias porcentuales entre los esfuerzos obtenidos en cada modelo de los definidos en el punto 4.1 para cada uno de los pilares, mostradas en gráficos de barras.

Dichos resultados se recogen en las siguientes figuras:

- Figura III-1 Tabla-II-1 a Figura III-13. Se muestran las diferencias porcentuales entre los axiles.
- Figura III-14 a Figura III-26. Se muestran las diferencias porcentuales entre los cortantes en dirección Y.
- Figura III-27 a Figura III-39. Se muestran las diferencias porcentuales entre los cortantes en dirección Z.
- Figura III-40 a Figura III-52. Se muestran las diferencias porcentuales entre los momentos flectores con eje en dirección Y.
- Figura III-53 a Figura III-65. Se muestran las diferencias porcentuales entre los momentos flectores con eje en dirección Z.

Para la localización de los pilares en los planos de cada una de las plantas del edificio debe tenerse en cuenta la nomenclatura empleada, la cual se basa en lo siguiente:

- Los tres primeros caracteres (a la izquierda del guion) hacen referencia a la planta en la que se encuentra el pilar, siendo, por tanto, los siguientes: PL1 (Planta 1), PL2 (Planta 2), PL3 (Planta 3), PL4 (Planta 4), PL5 (Planta 5), PL6 (Planta 6), PL7 (Planta 7), PL8 (Planta 8), PL9 (Planta 9), PLB (Planta Baja), PLC (Planta de Cubierta), PLS (Planta Sótano).
- Los siguientes caracteres (a la derecha del guion) hacen referencia al orden que se les ha dado, el cual sigue la siguiente regla: los pilares se numeran en función de las coordenadas en el modelo, para un valor de la coordenada global  $X = cte$  se numeran los pilares con el aumento de la coordenada global Y. Se repite este proceso aumentando la  $X = cte$  para cada valor en el que se encuentre un pilar. De esta manera, en cada planta, en la esquina inferior izquierda se encontrará el primero y en la esquina superior derecha el último.

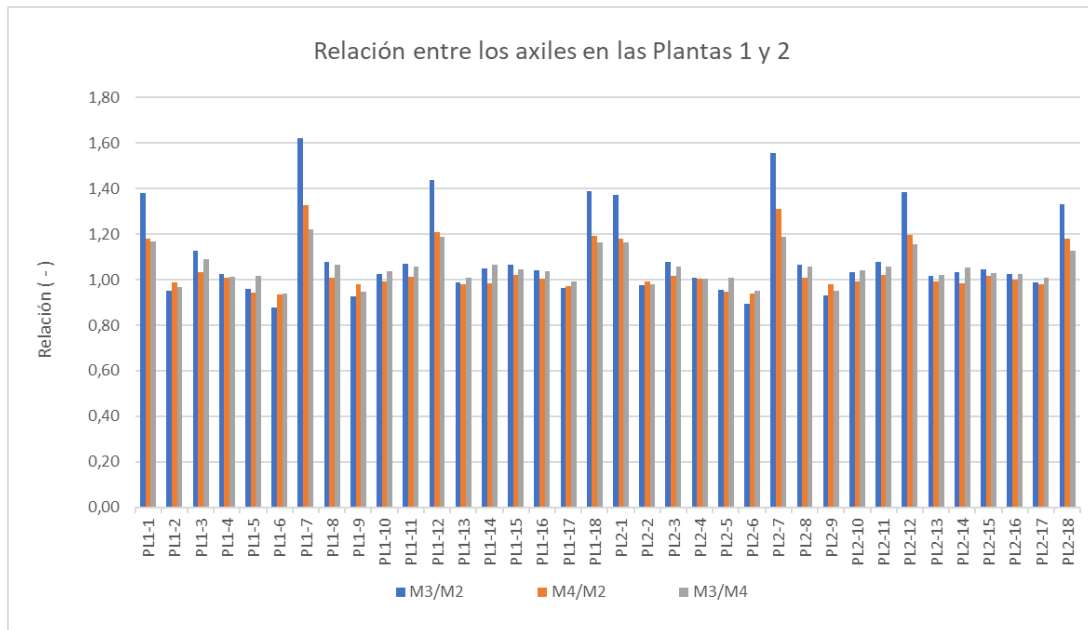


Figura III-1: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 1).

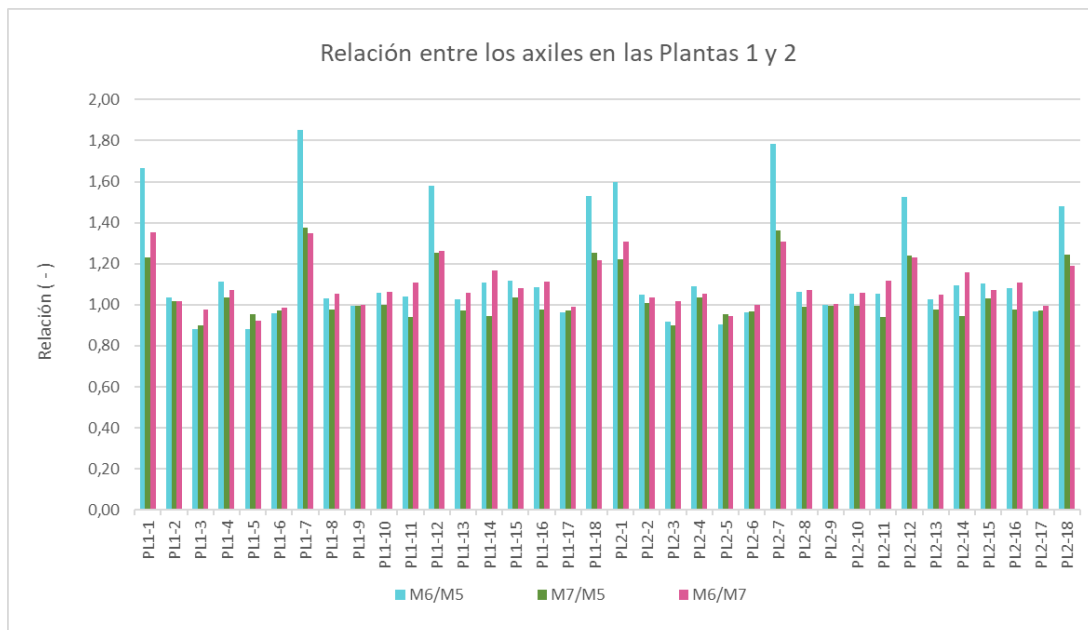


Figura III-2: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 2).

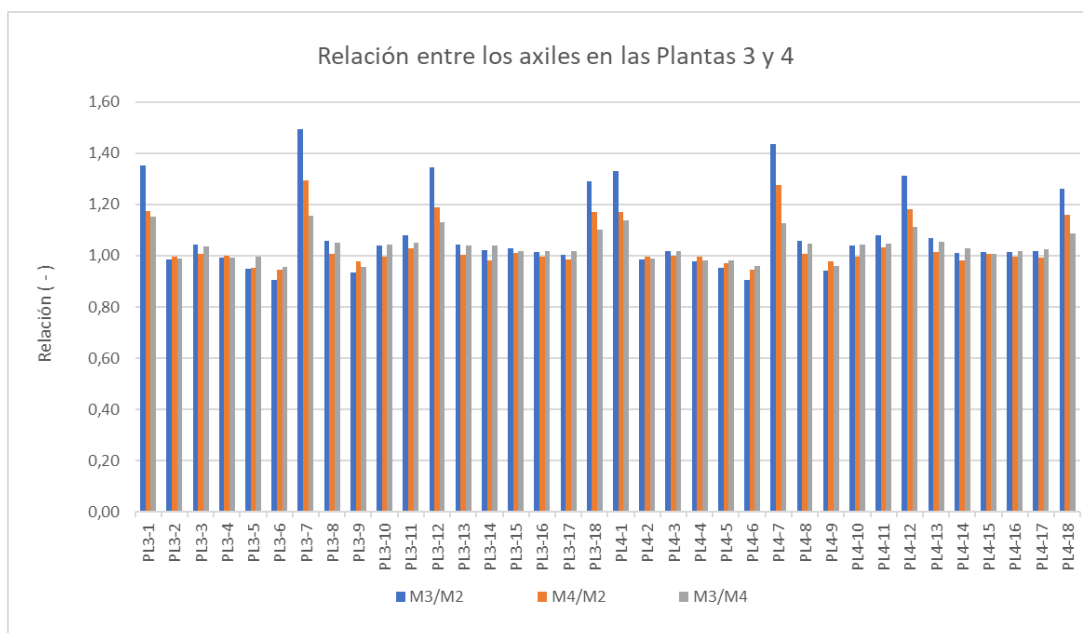


Figura III-3: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 3 y 4 (Parte 1).

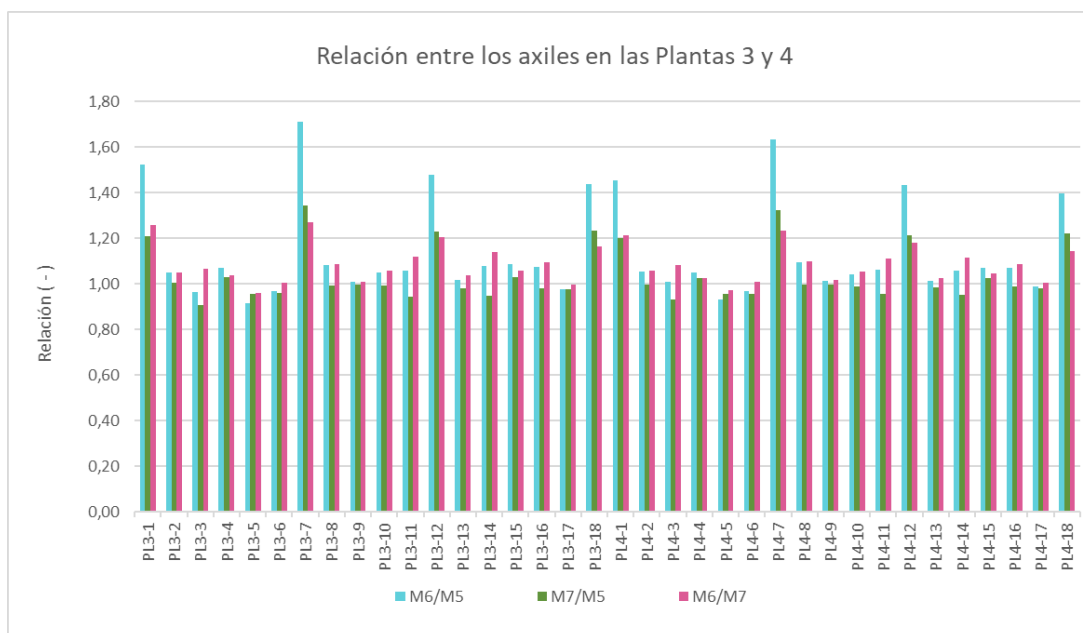


Figura III-4: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 3 y 4 (Parte 2).

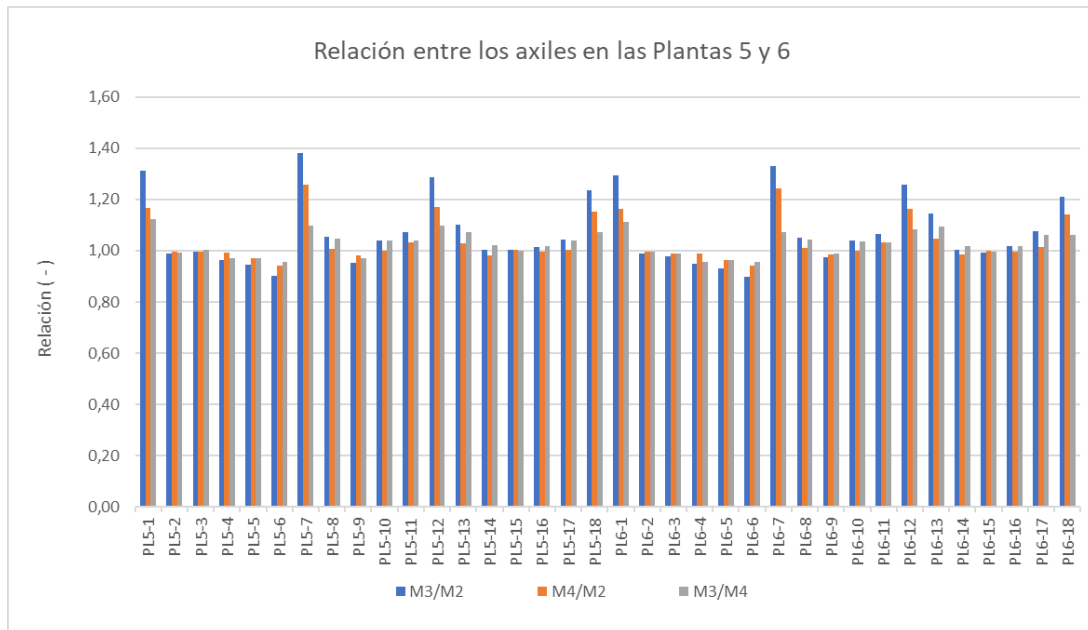


Figura III-5: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 1).

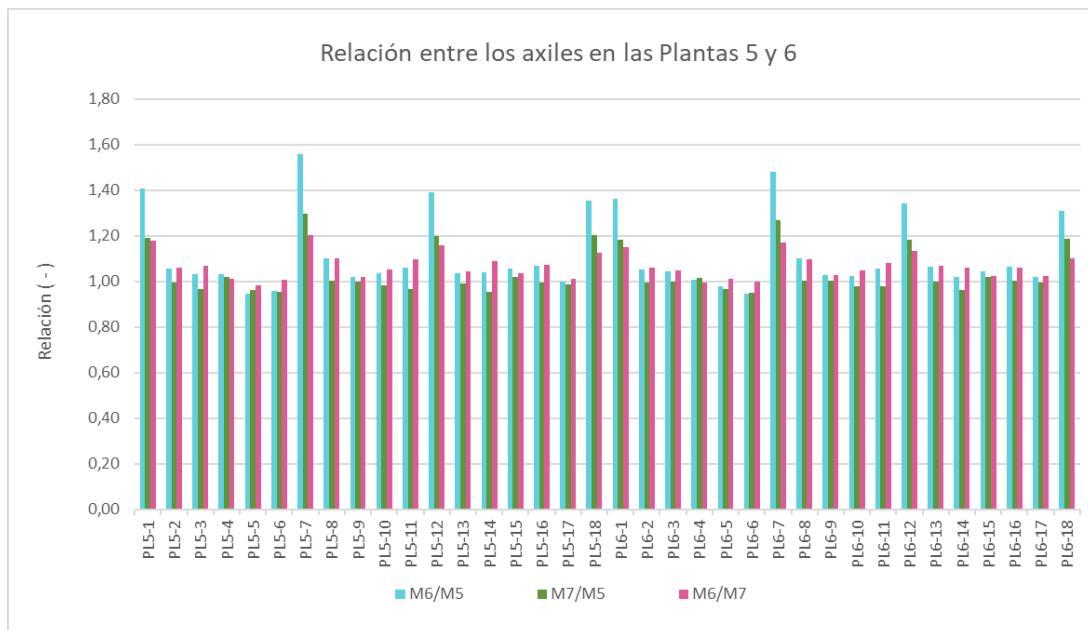


Figura III-6: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 2).

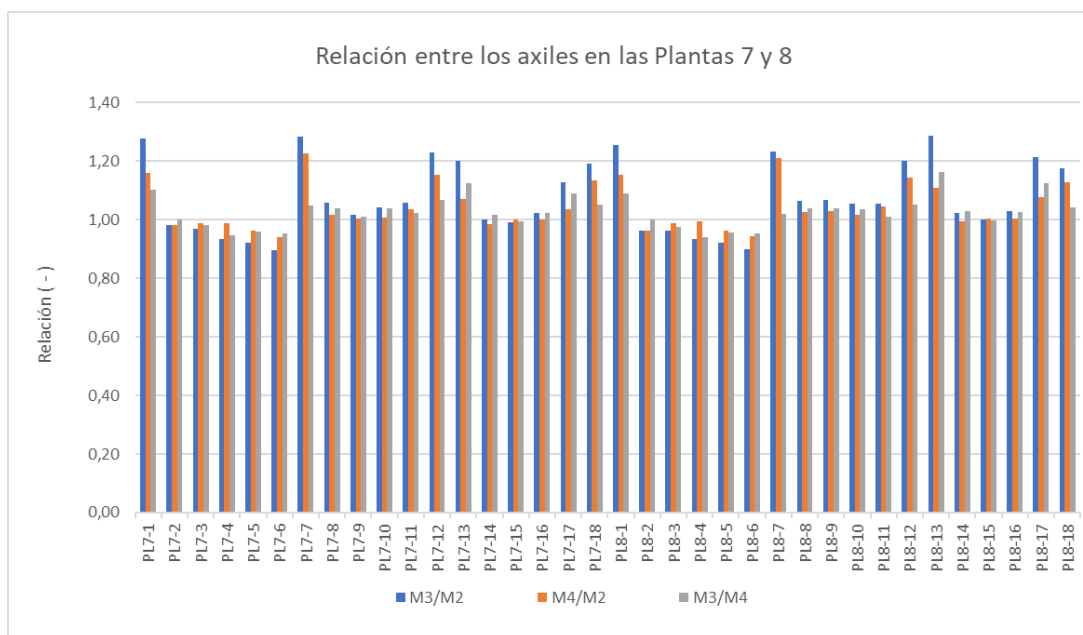


Figura III-7: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 1).

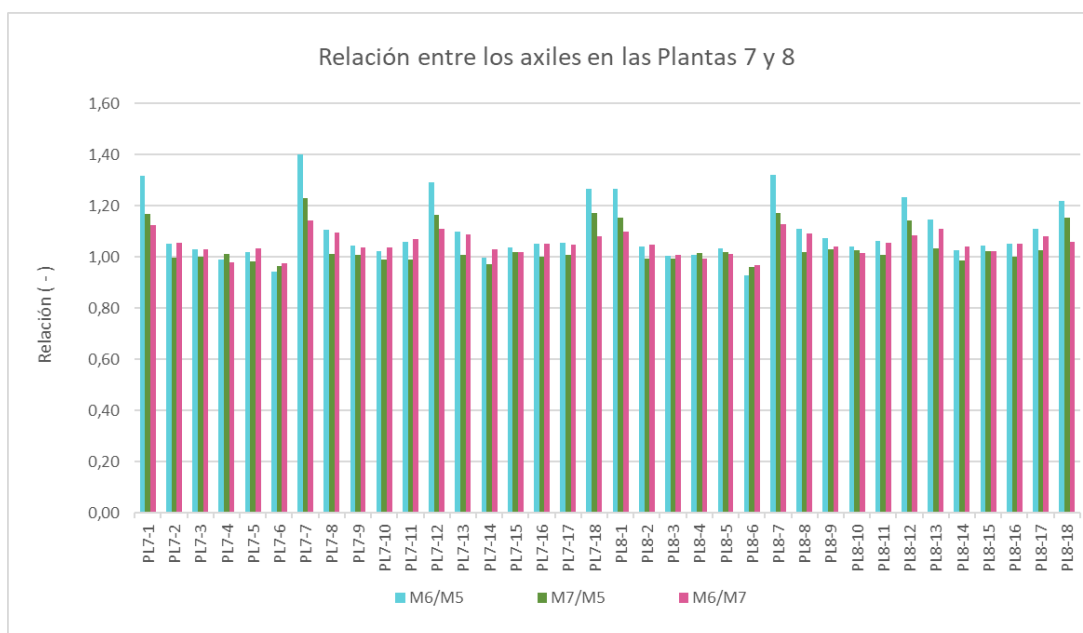


Figura III-8: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 2).

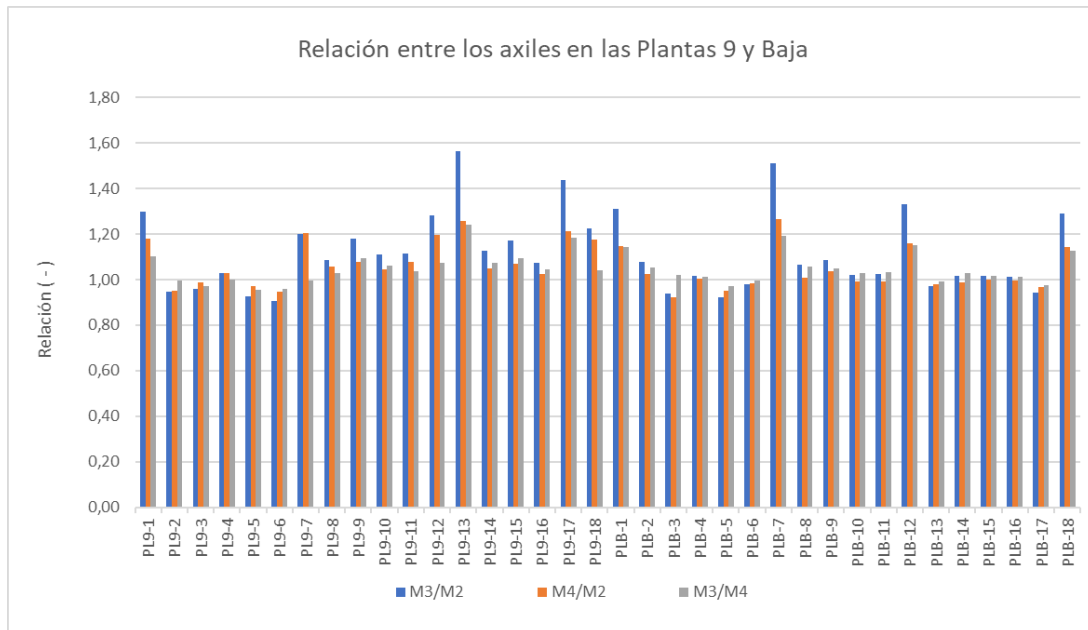


Figura III-9: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 1).

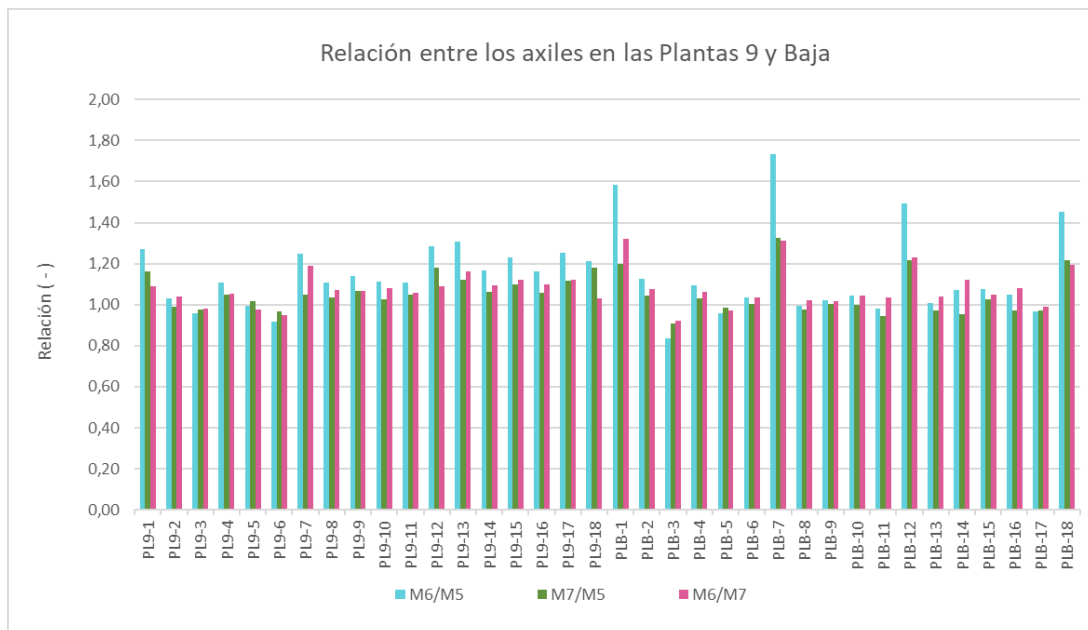


Figura III-10: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 2).



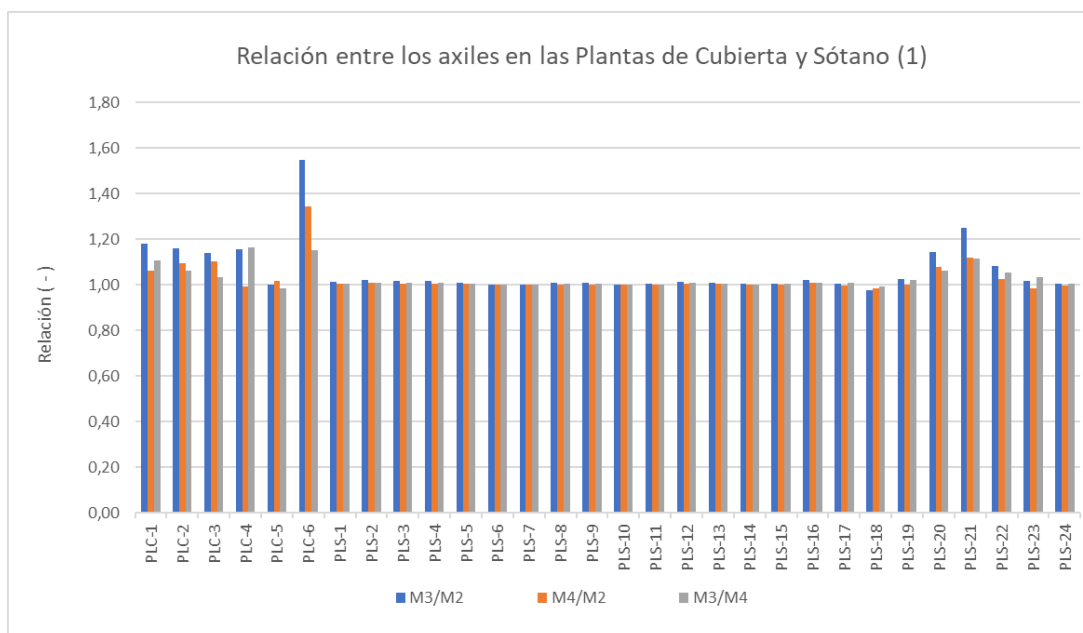


Figura III-11: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 1).

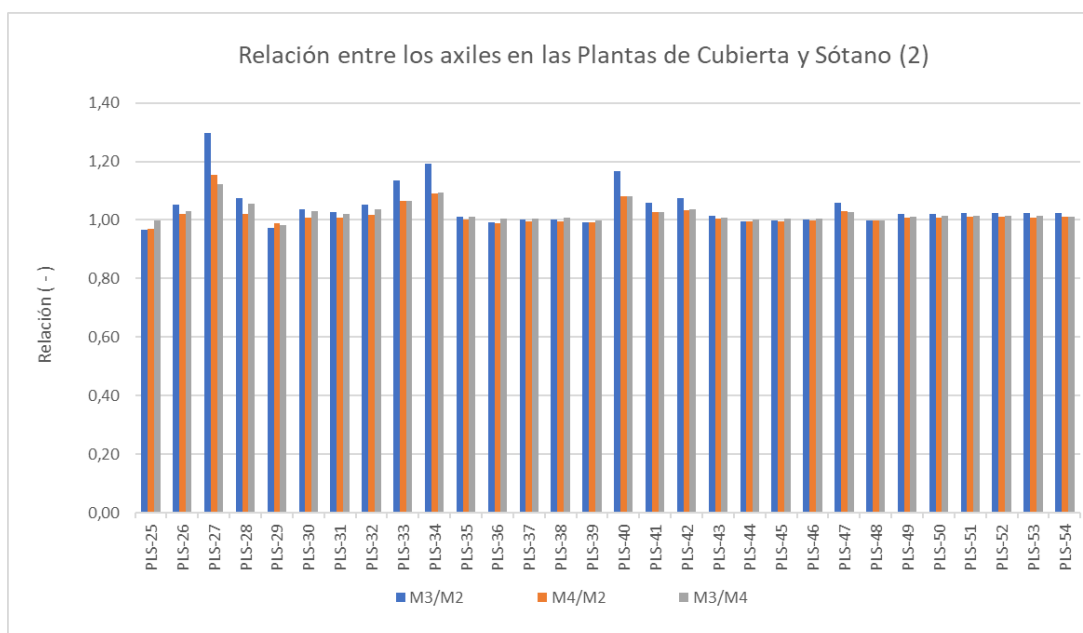


Figura III-12: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 2).

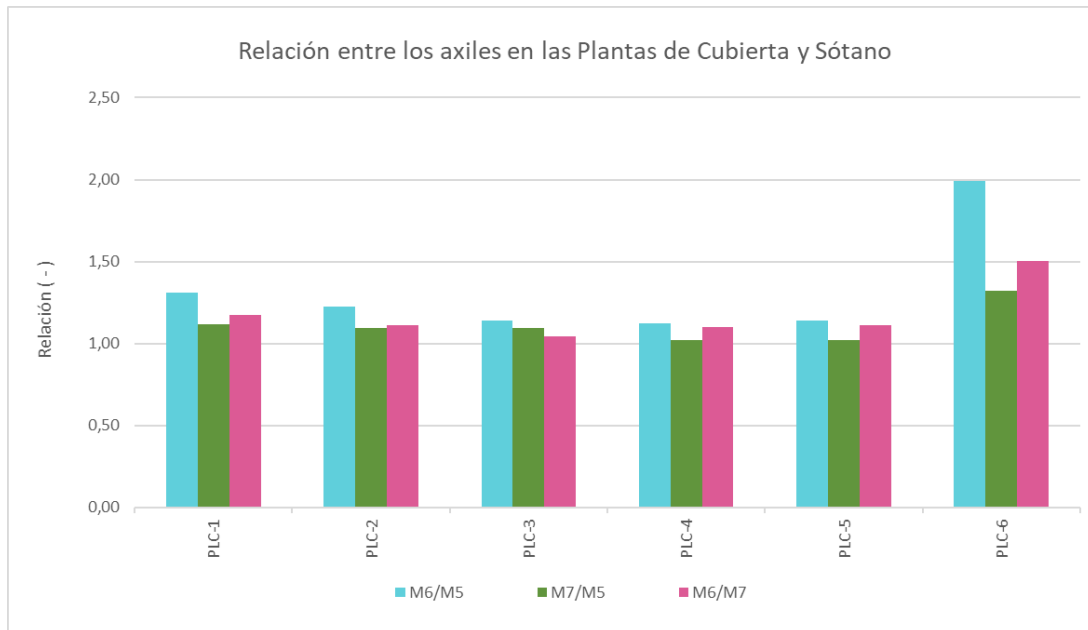


Figura III-13: Relación entre los axiles en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 3).

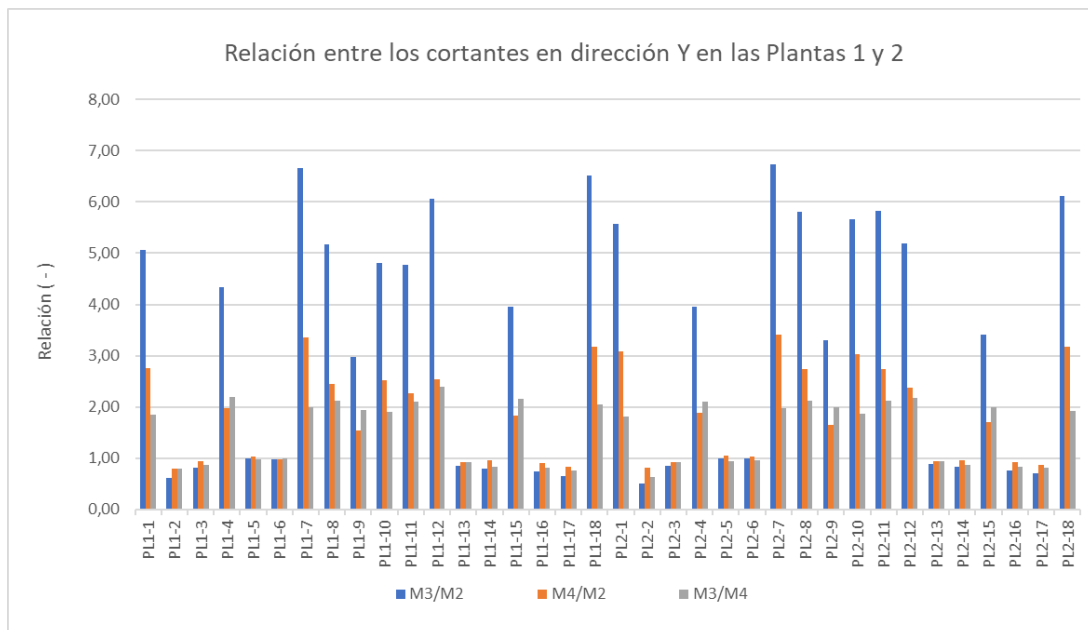


Figura III-14: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 1).

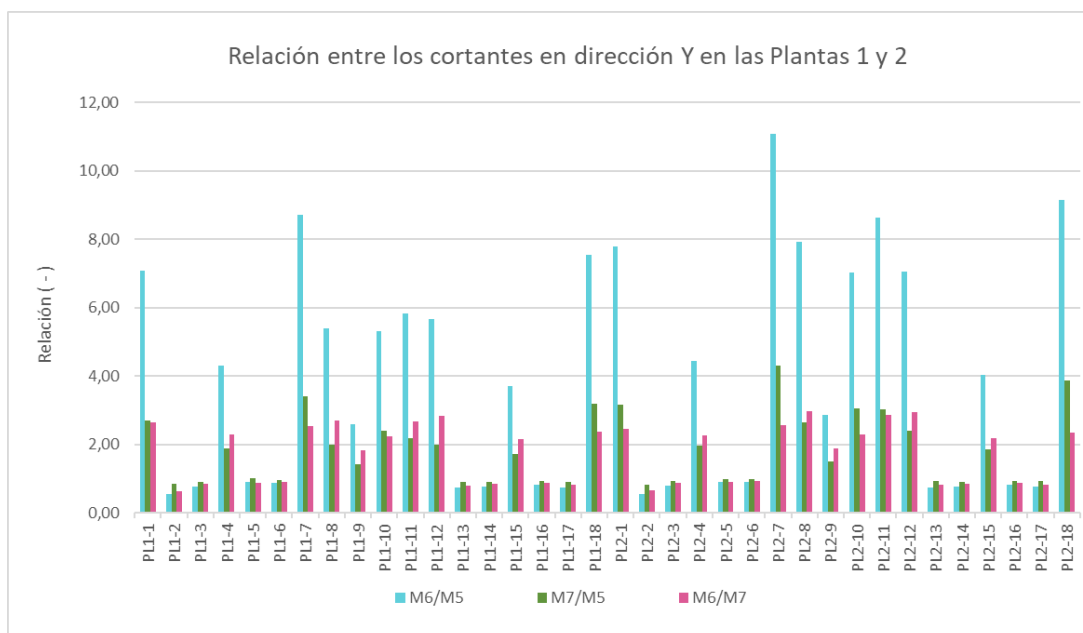


Figura III-15: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 2).

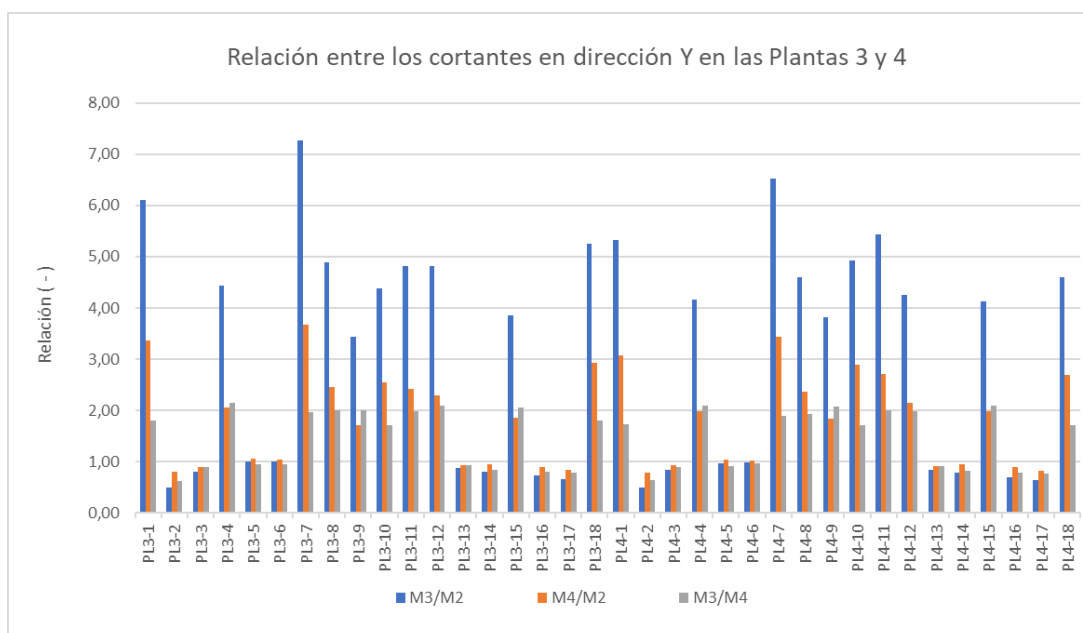


Figura III-16: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 2 y 4 (Parte 1).

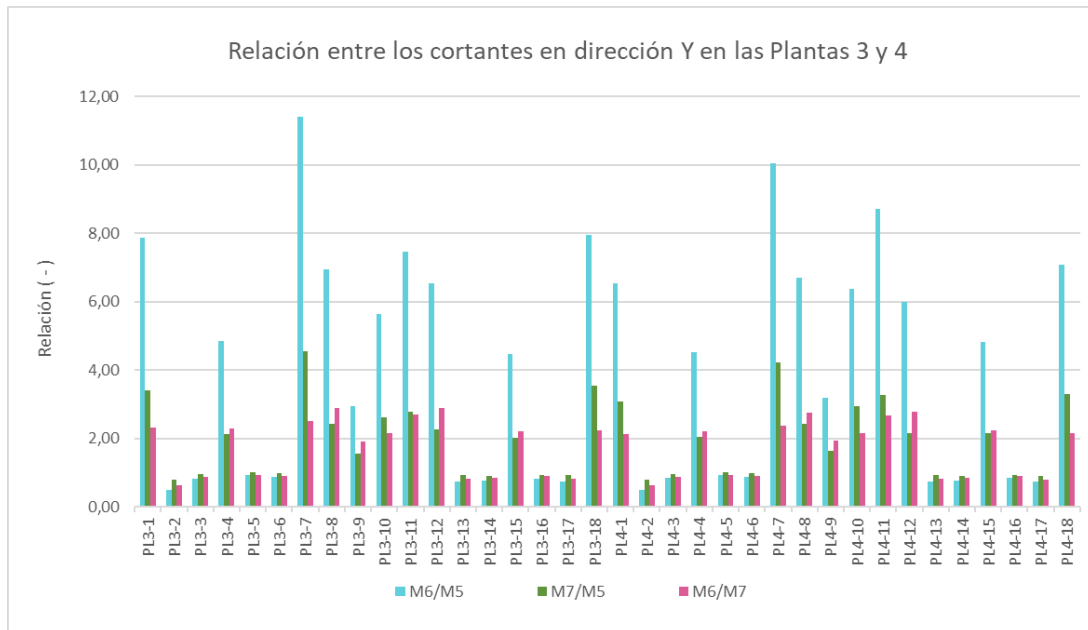


Figura III-17: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 2 y 4 (Parte 2).

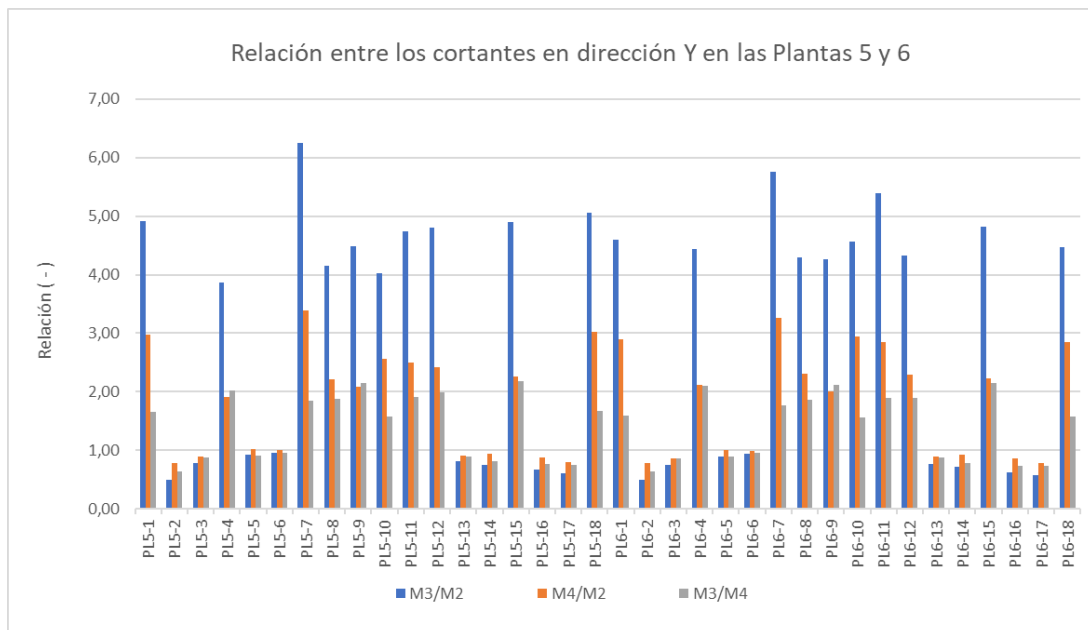


Figura III-18: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 1).

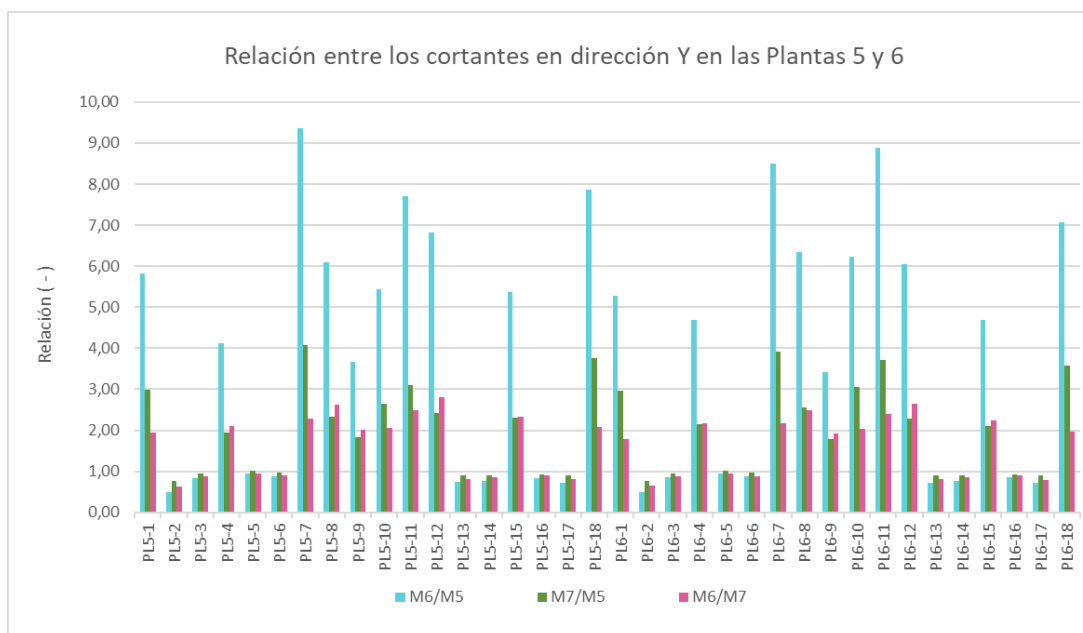


Figura III-19: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 2).

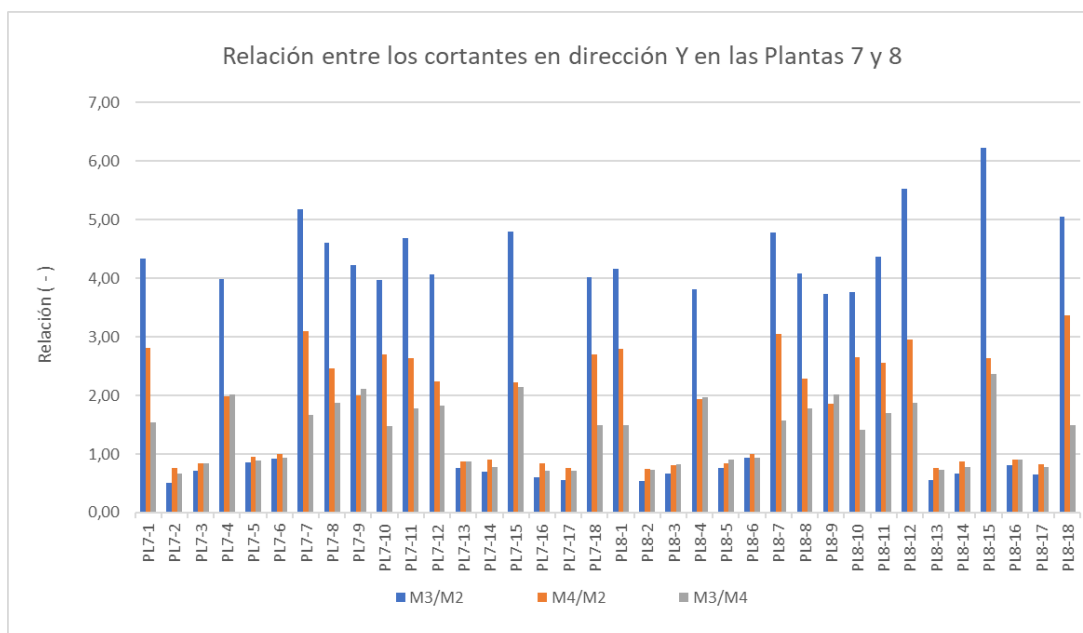


Figura III-20: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 1).

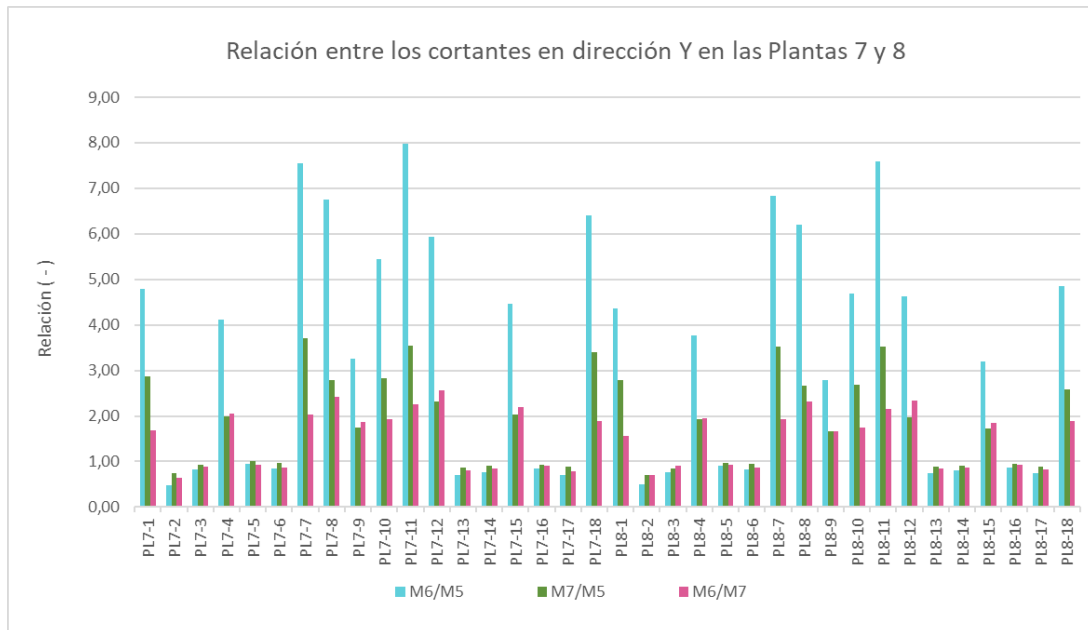


Figura III-21: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 2).

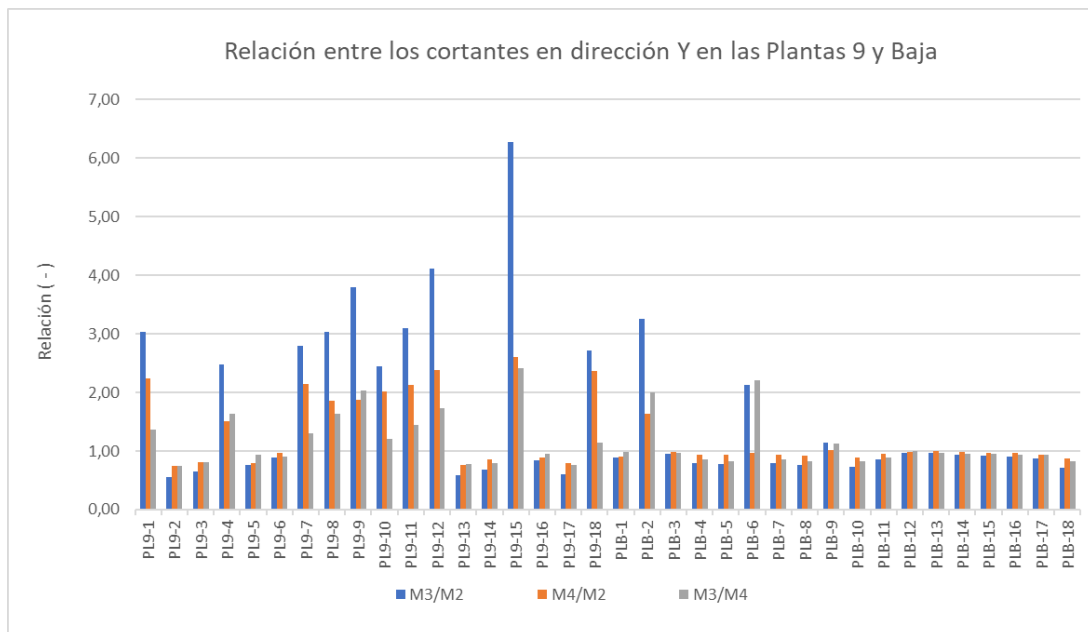


Figura III-22: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 1).

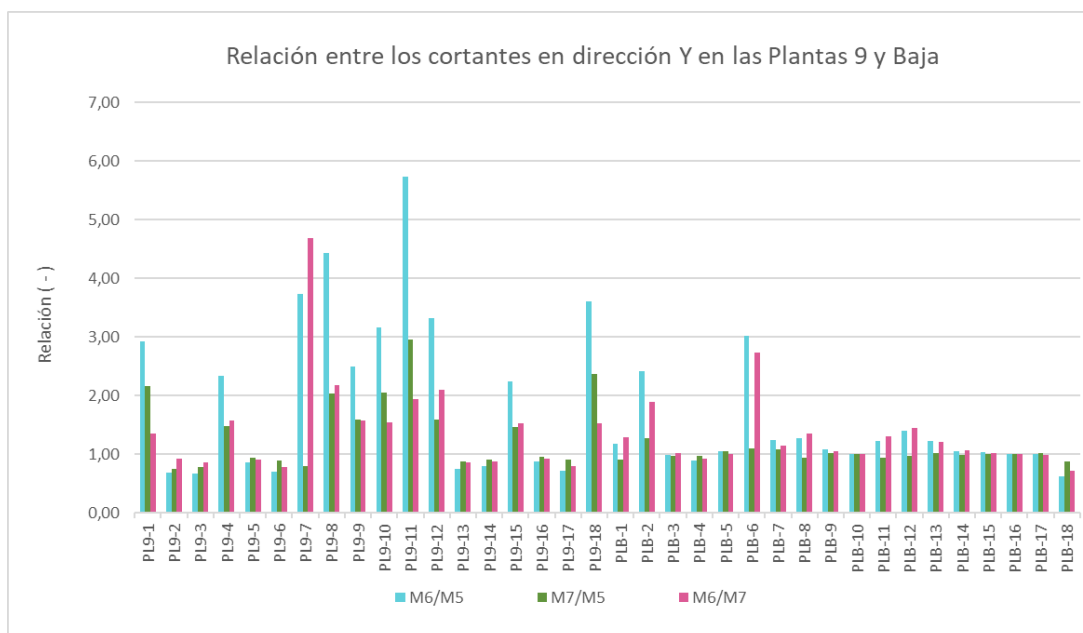


Figura III-23: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 2).

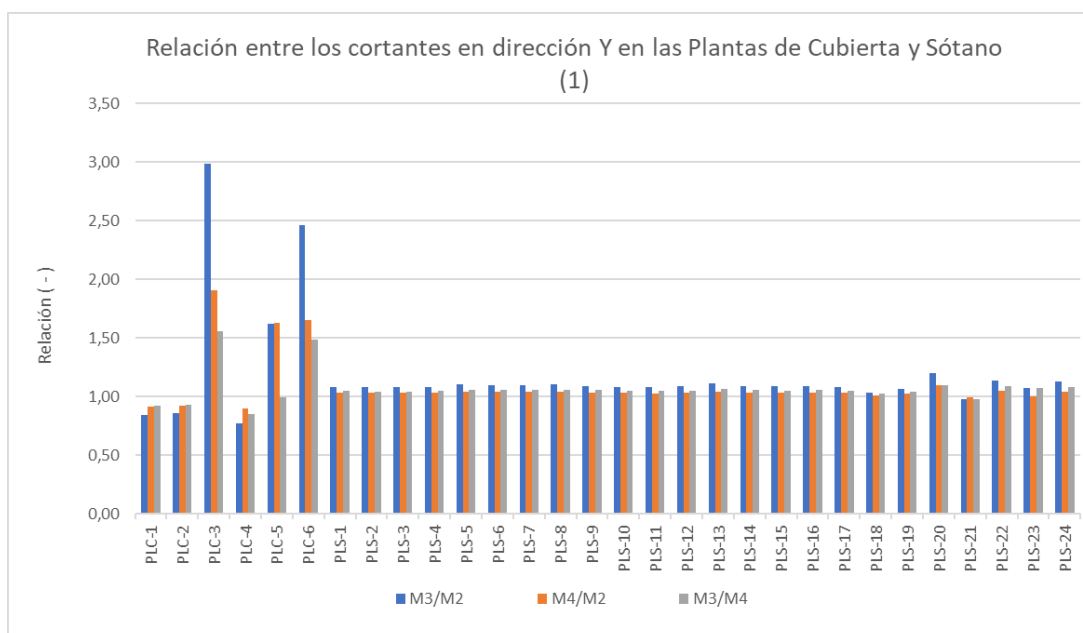


Figura III-24: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 1).

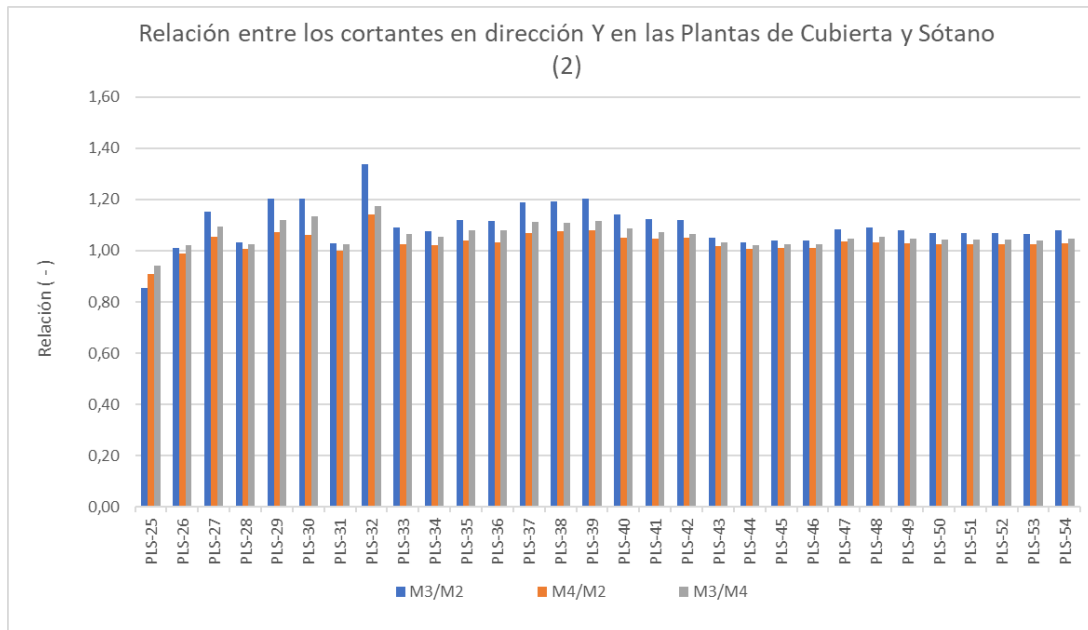


Figura III-25: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 2).

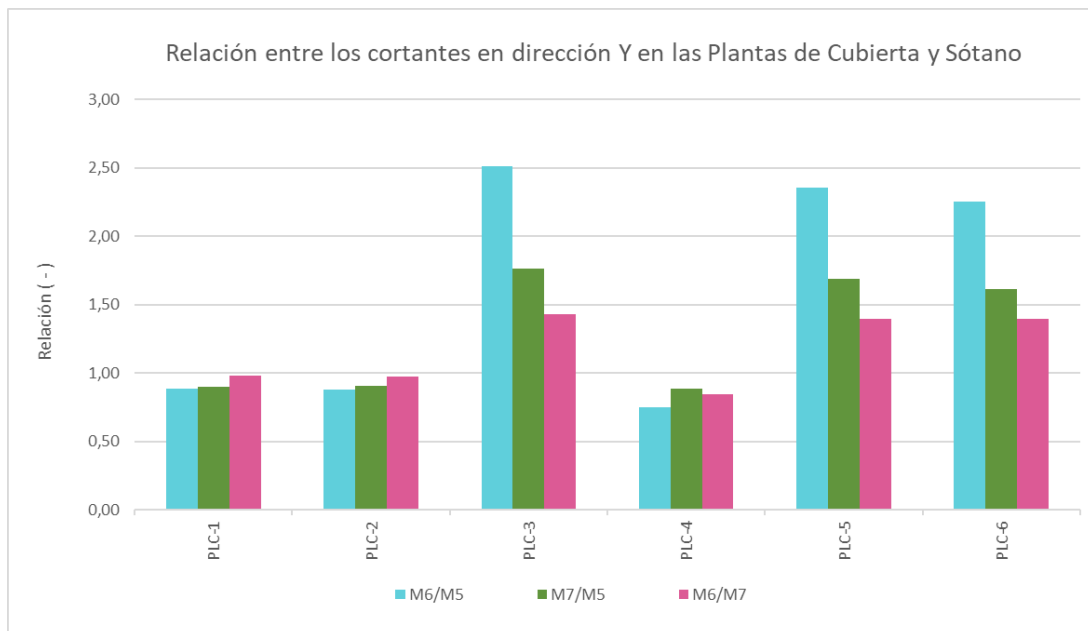


Figura III-26: Relación entre los cortantes en dirección Y en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 3).



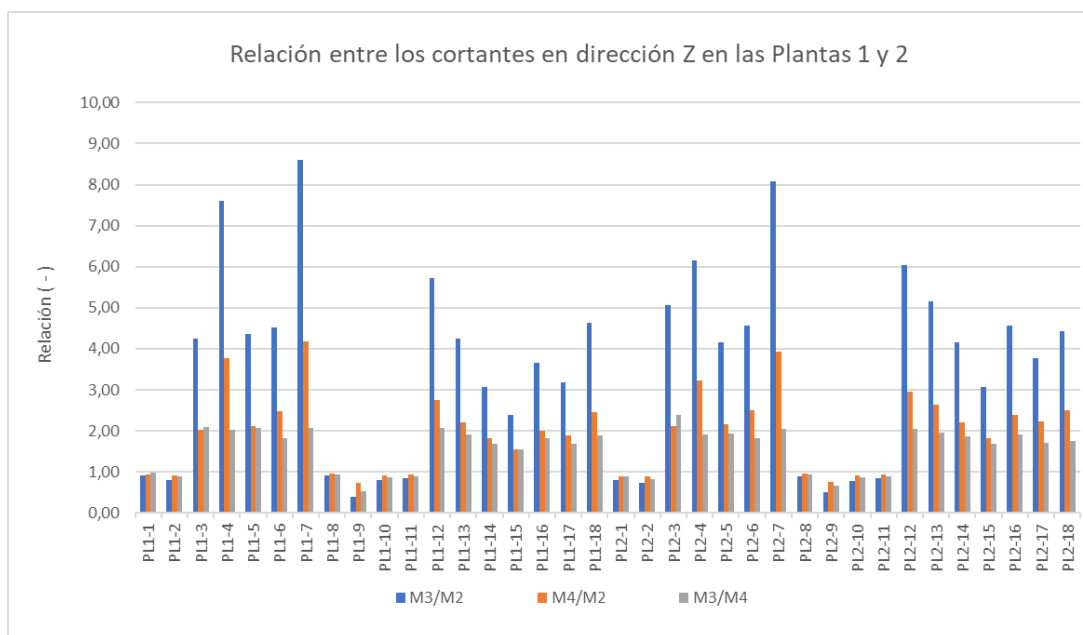


Figura III-27: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 1).

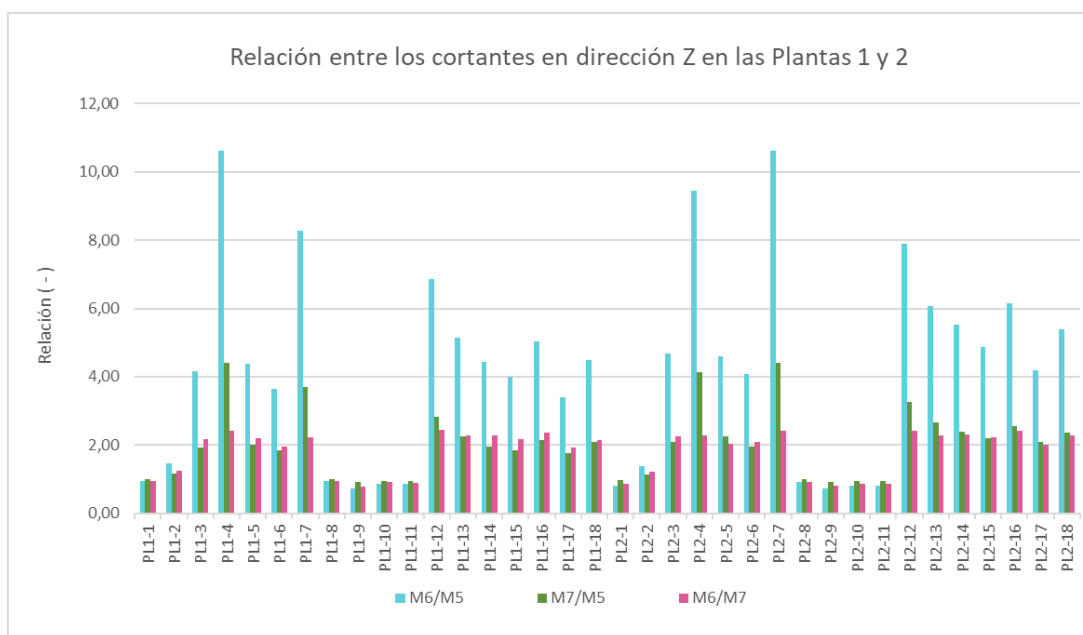


Figura III-28: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 2).

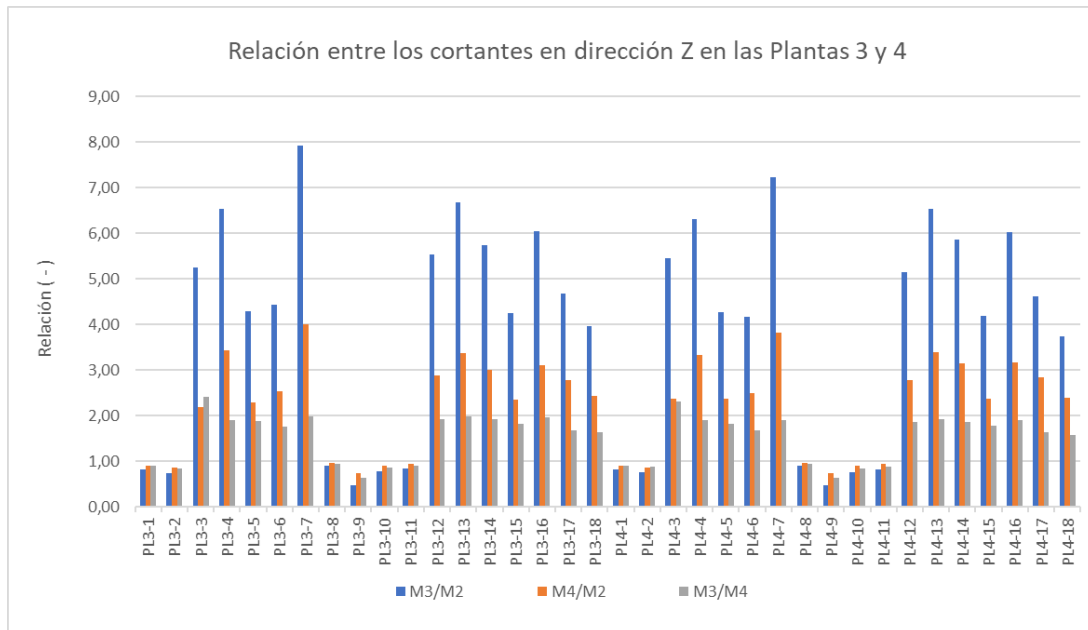


Figura III-29: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 3 y 4 (Parte 1).

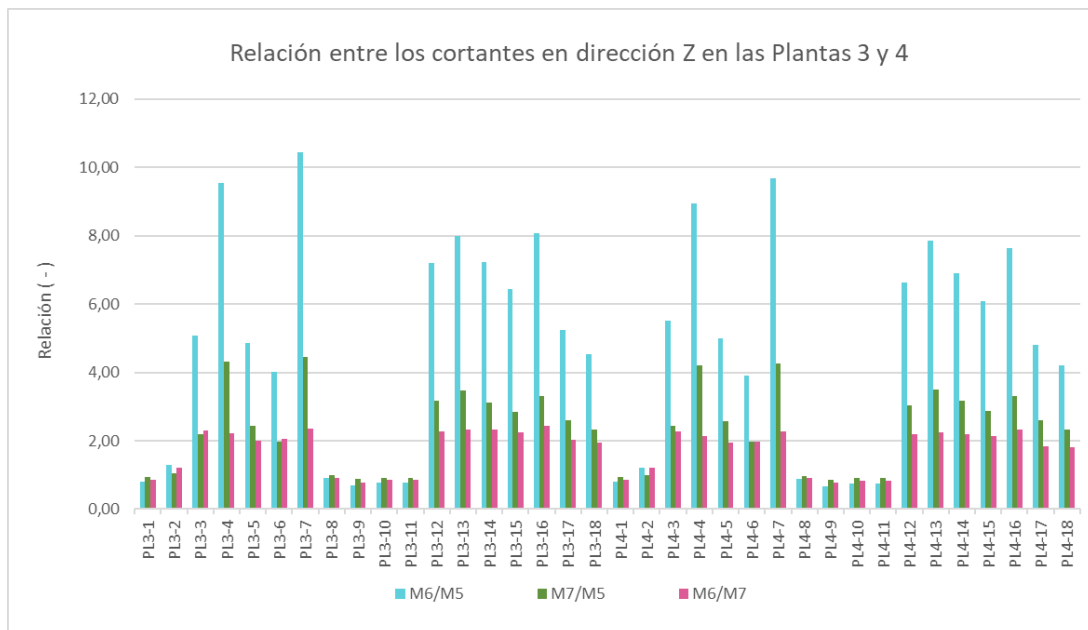


Figura III-30: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 3 y 4 (Parte 2).

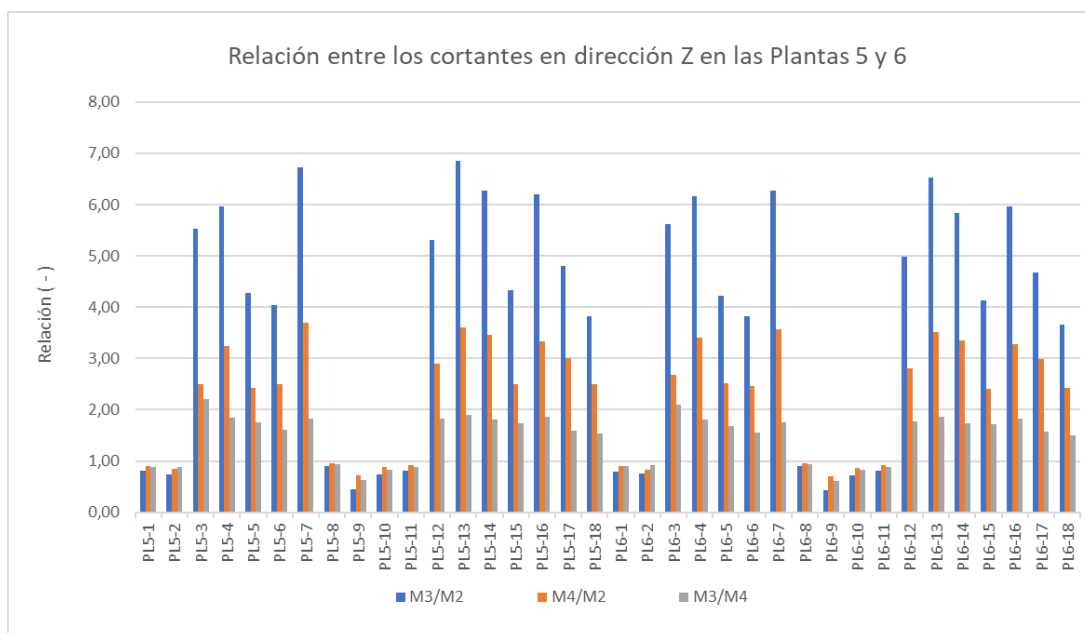


Figura III-31: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 1).

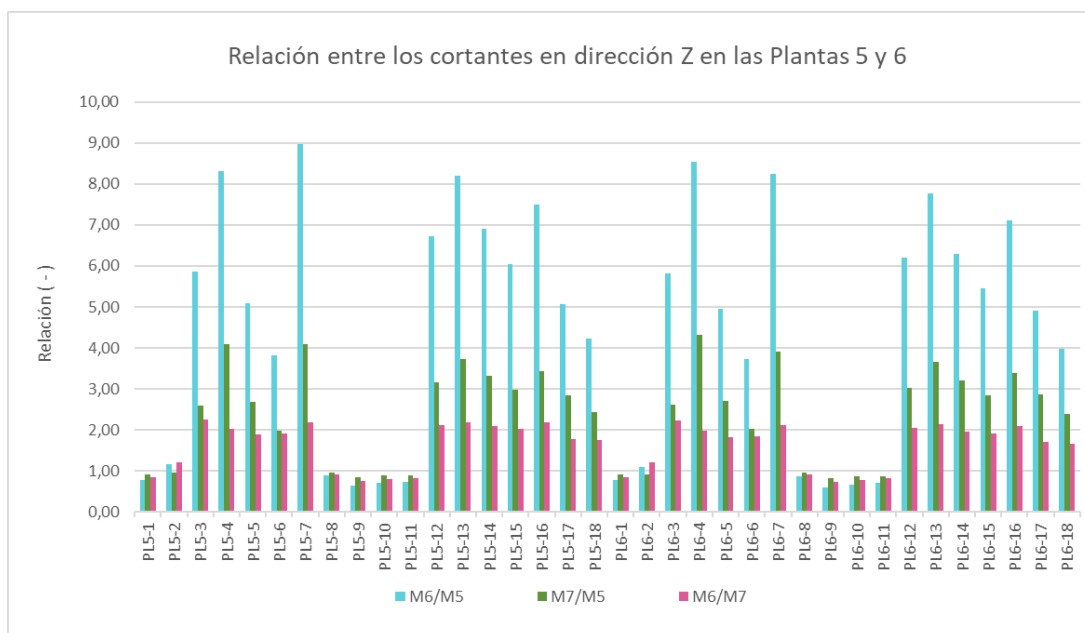


Figura III-32: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 2).

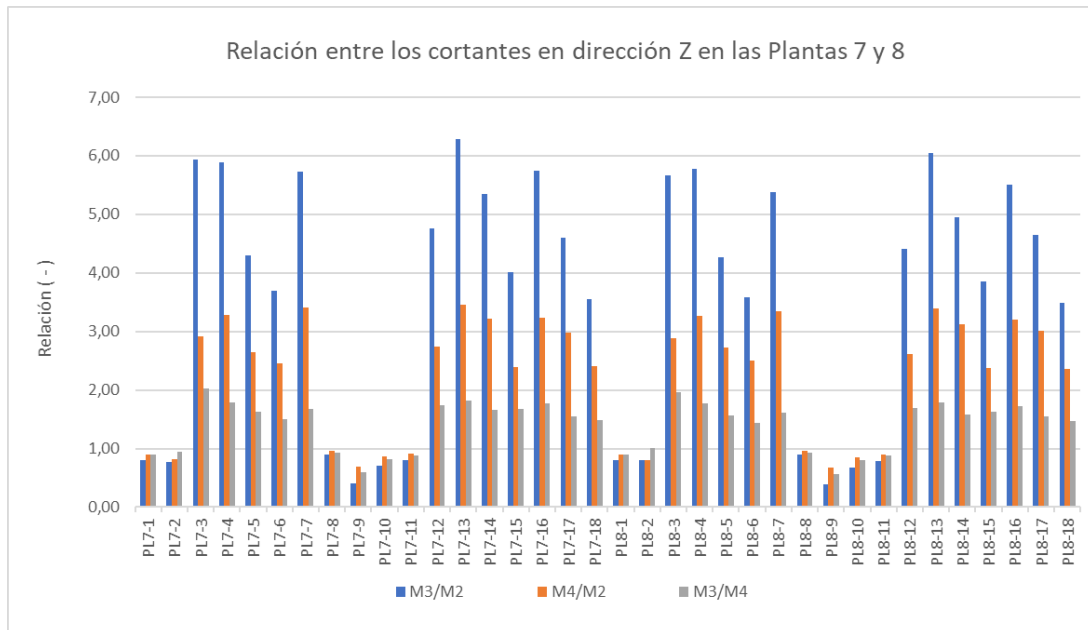


Figura III-33: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 1).

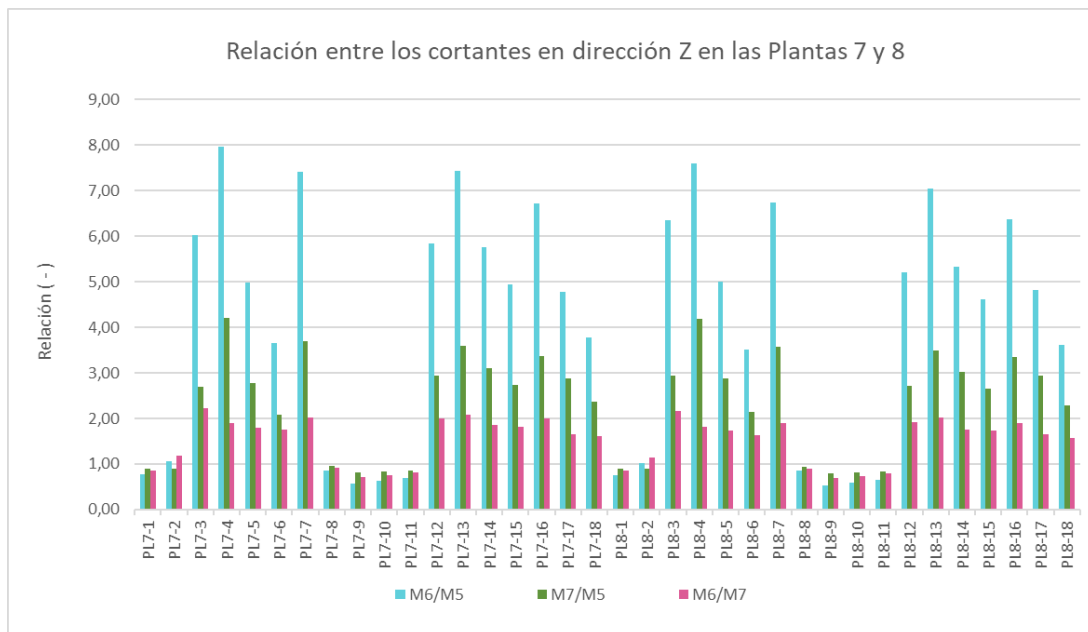


Figura III-34: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 2).

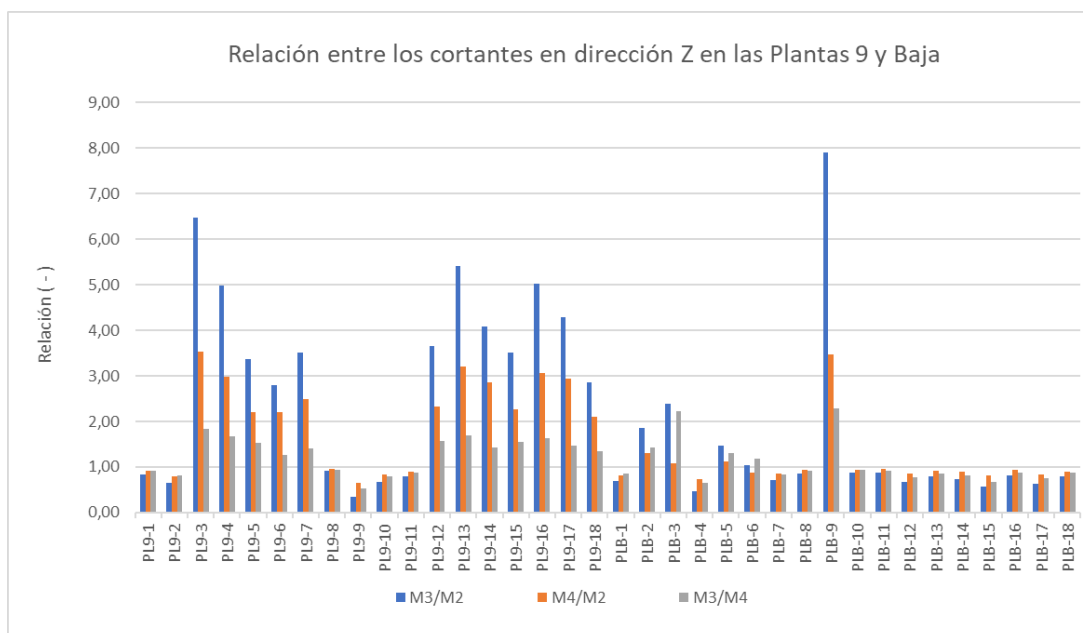


Figura III-35: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 1).

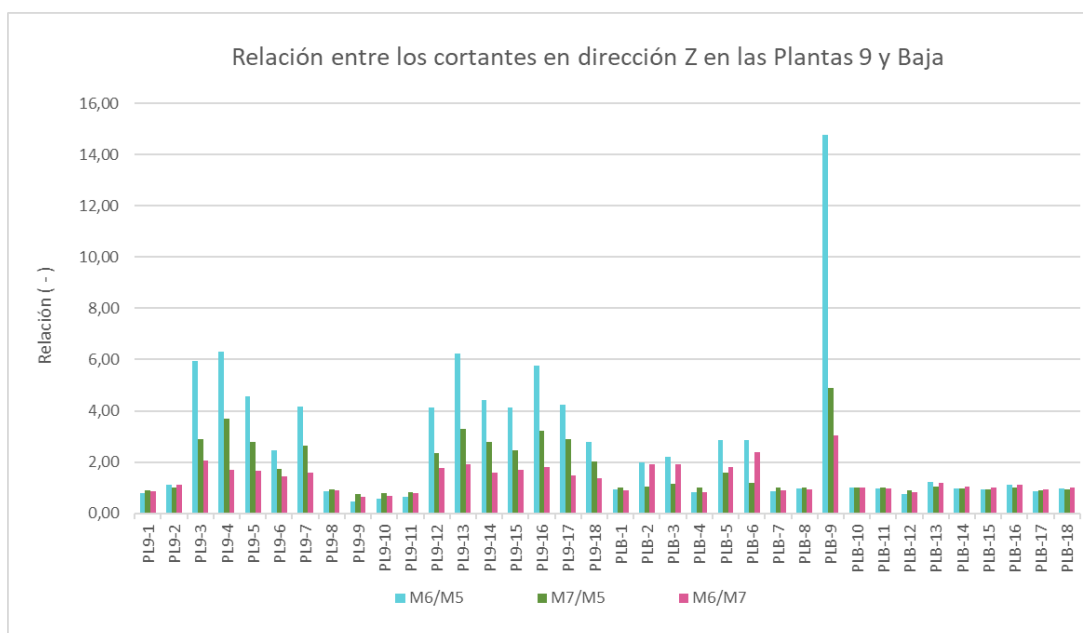


Figura III-36: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 2).

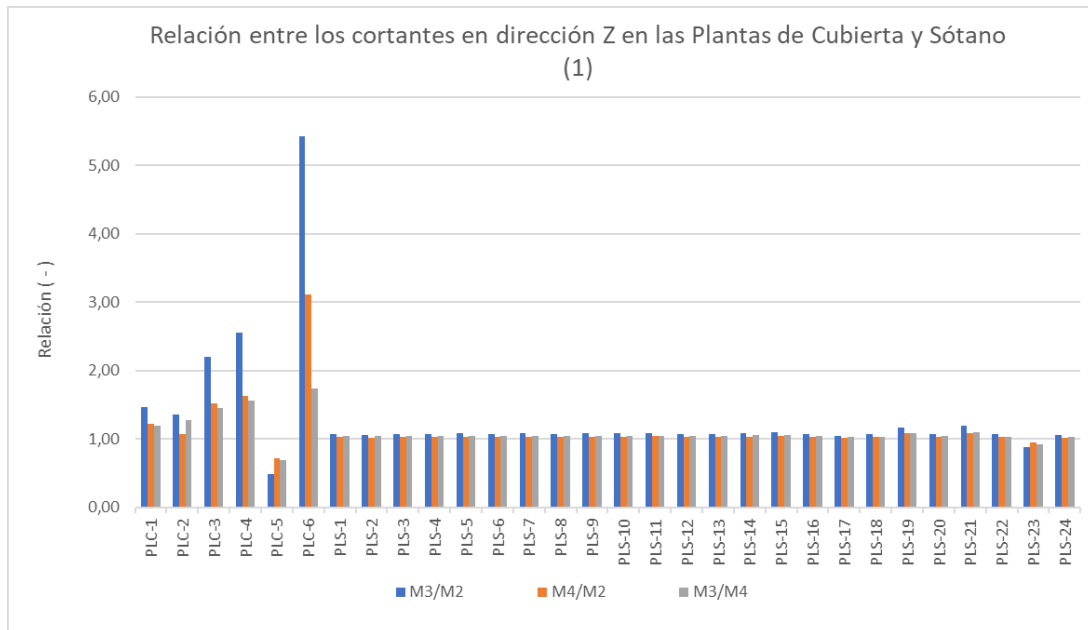


Figura III-37: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 1).

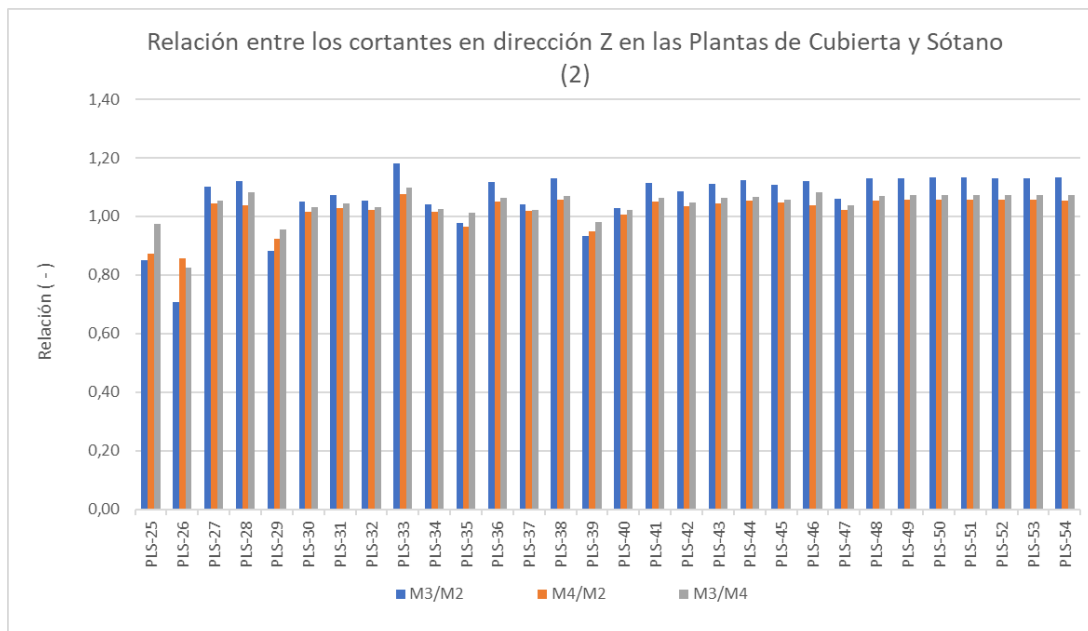


Figura III-38: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 2).

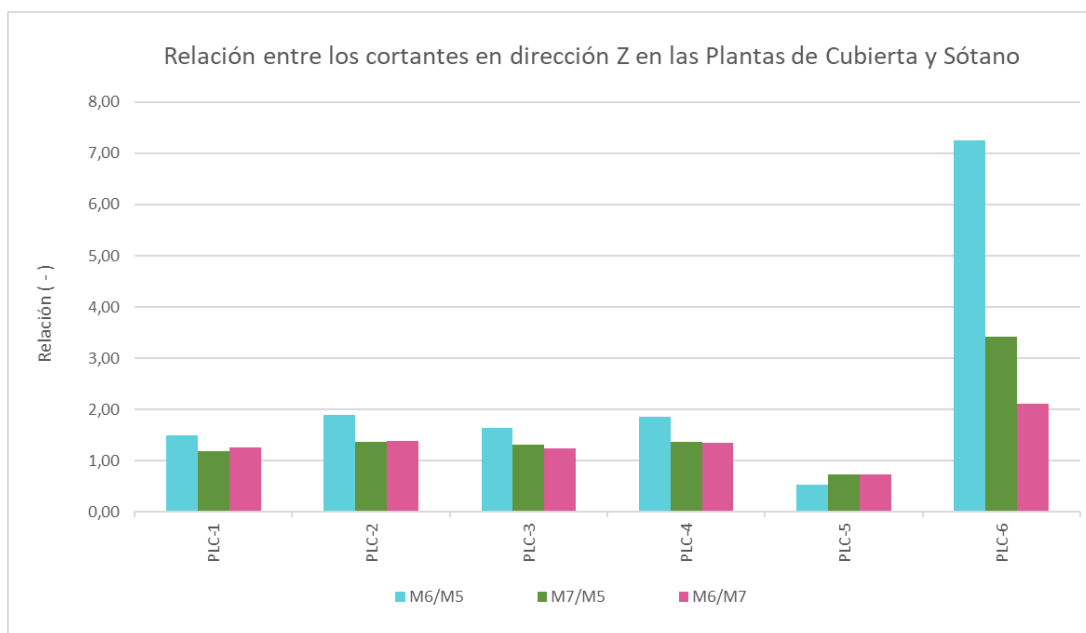


Figura III-39: Relación entre los cortantes en dirección Z en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 3).

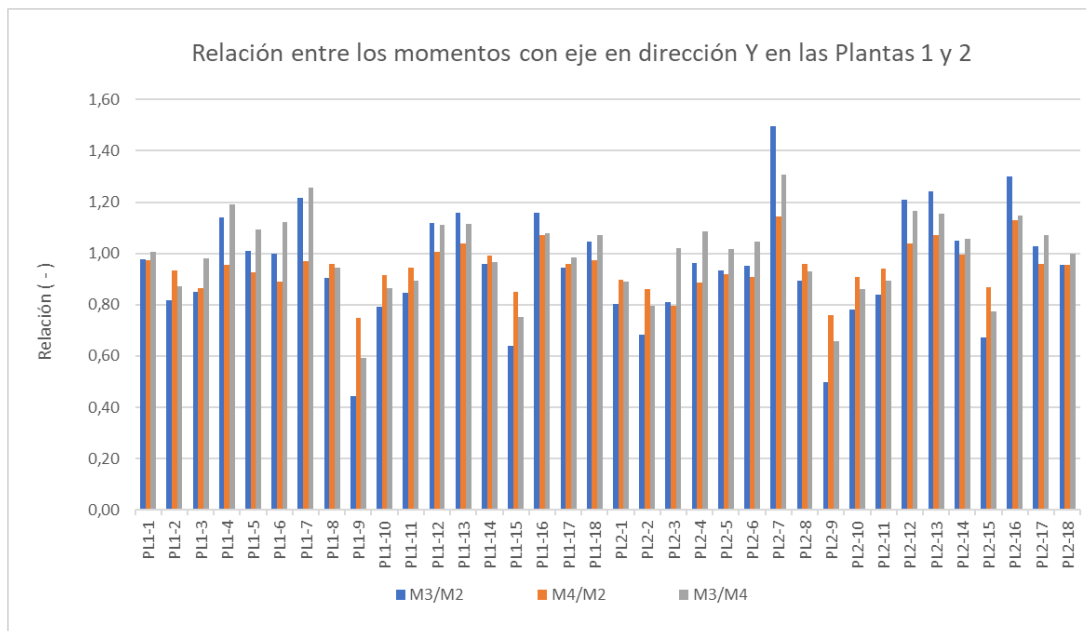


Figura III-40: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 1).

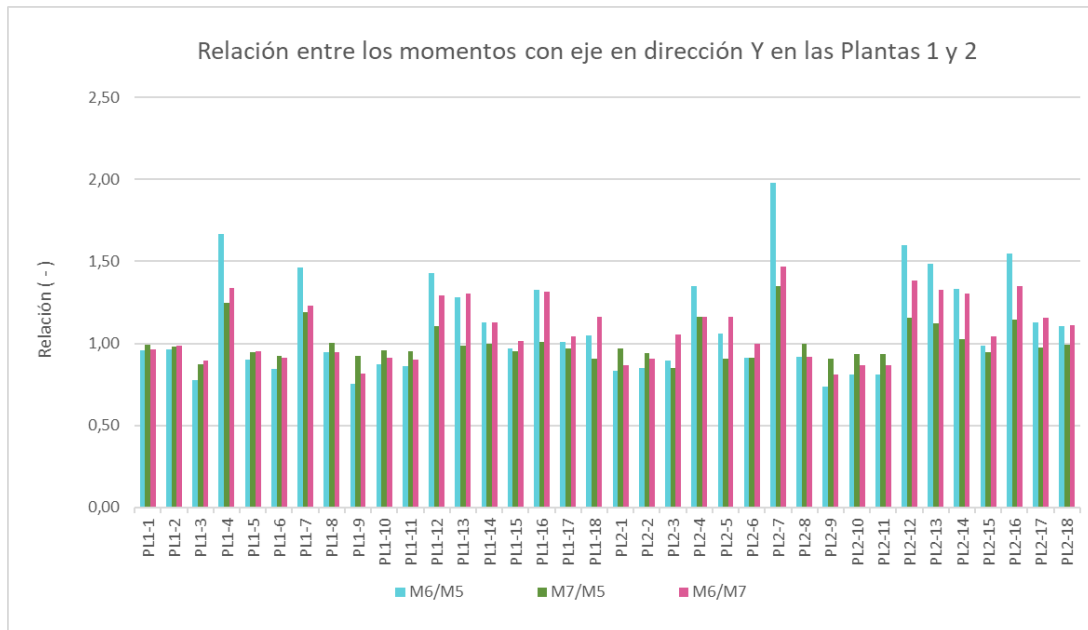


Figura III-41: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 2).

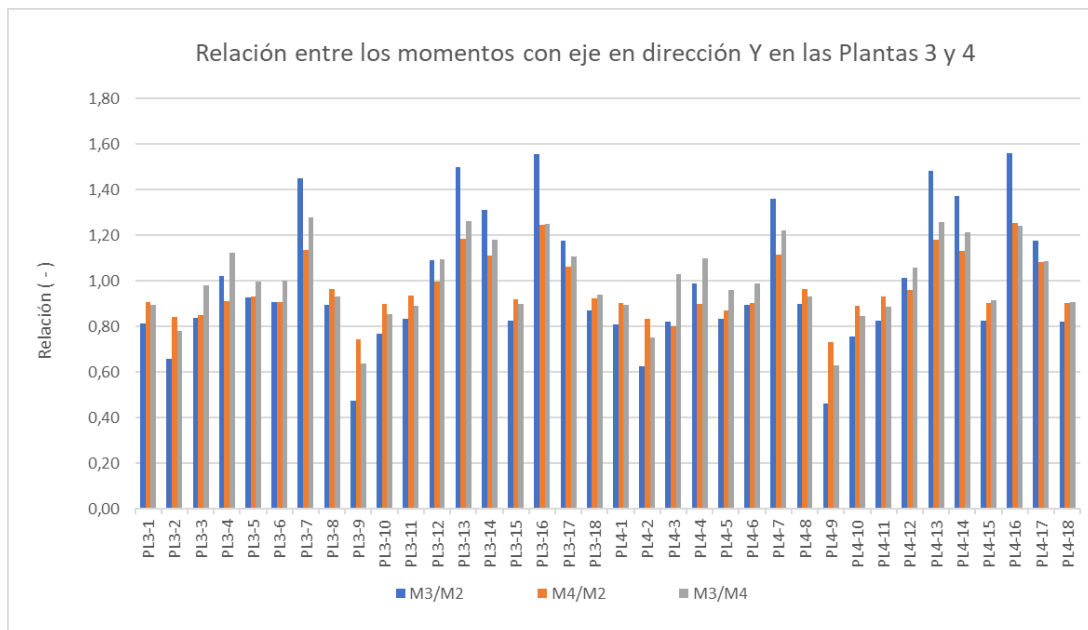


Figura III-42: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 3 y 4 (Parte 1).



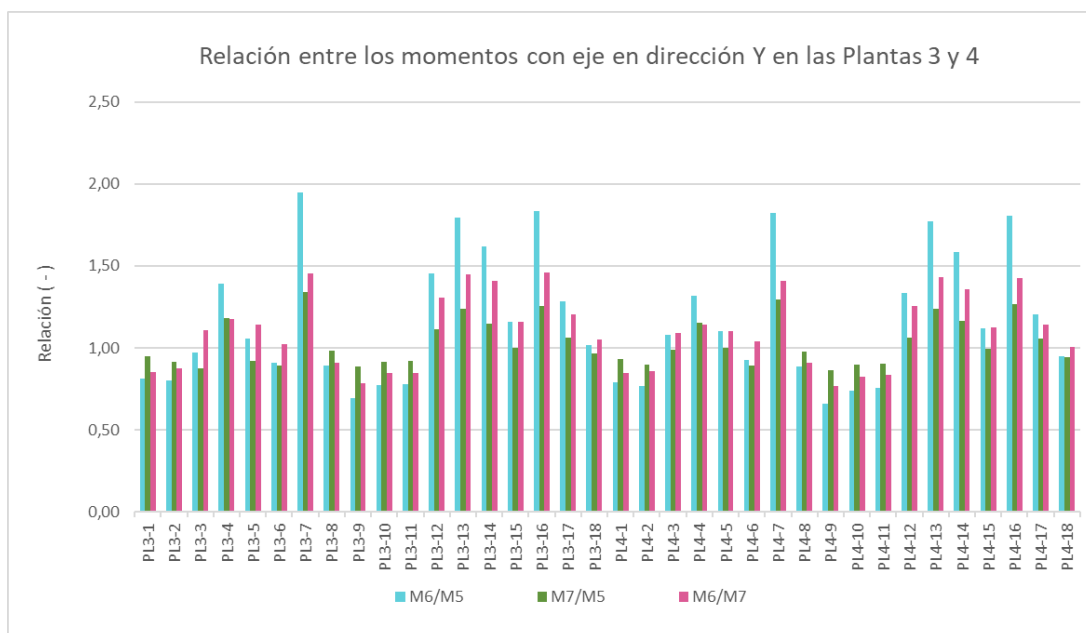


Figura III-43: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 3 y 4 (Parte 2).

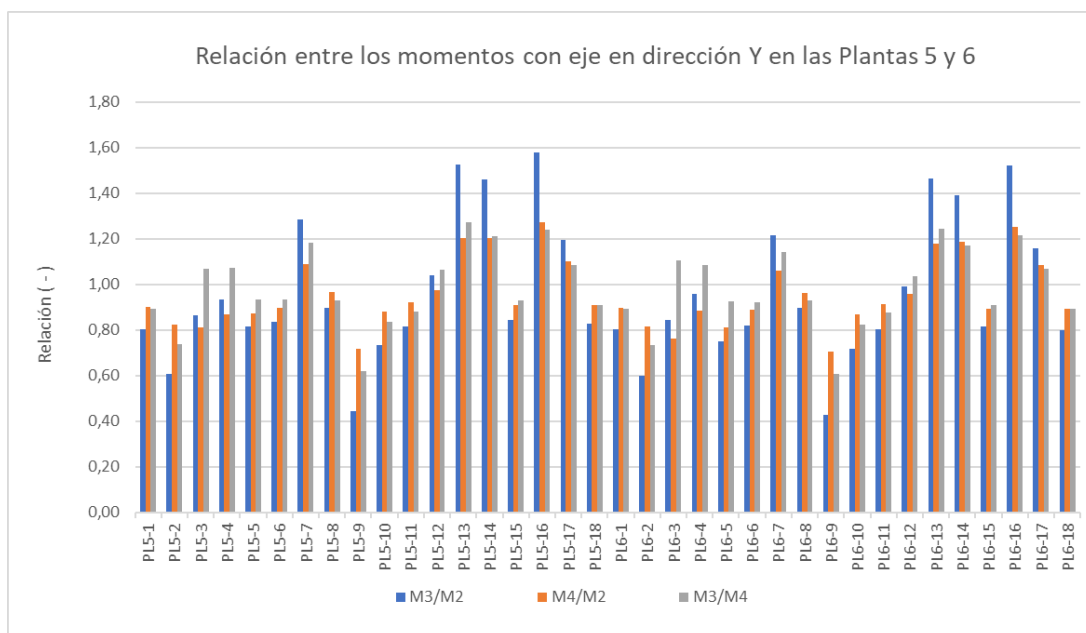


Figura III-44: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 1).

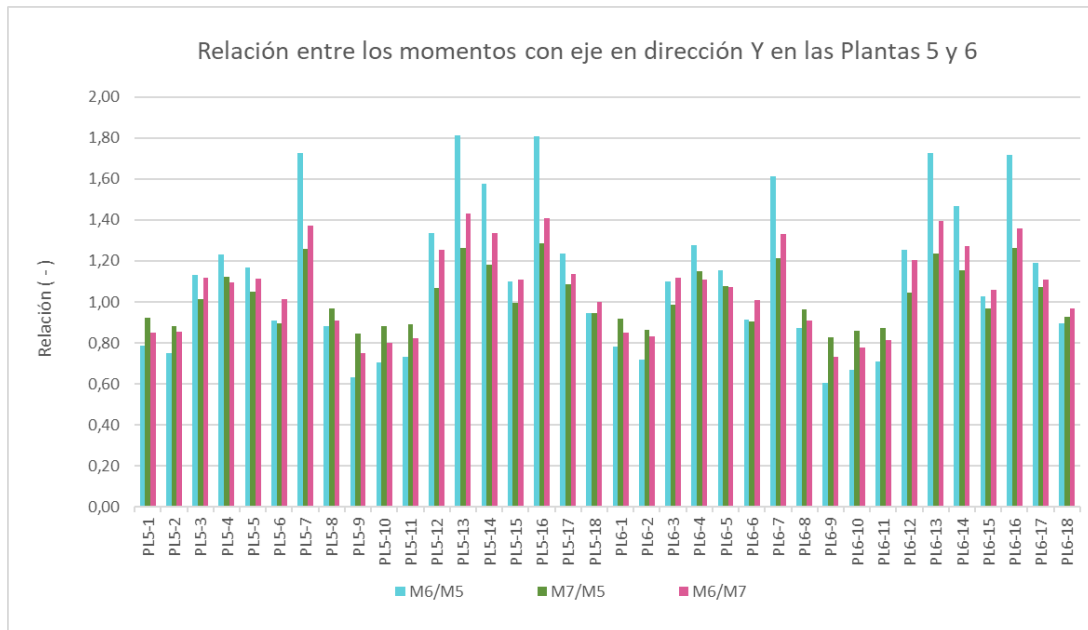


Figura III-45: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 2).

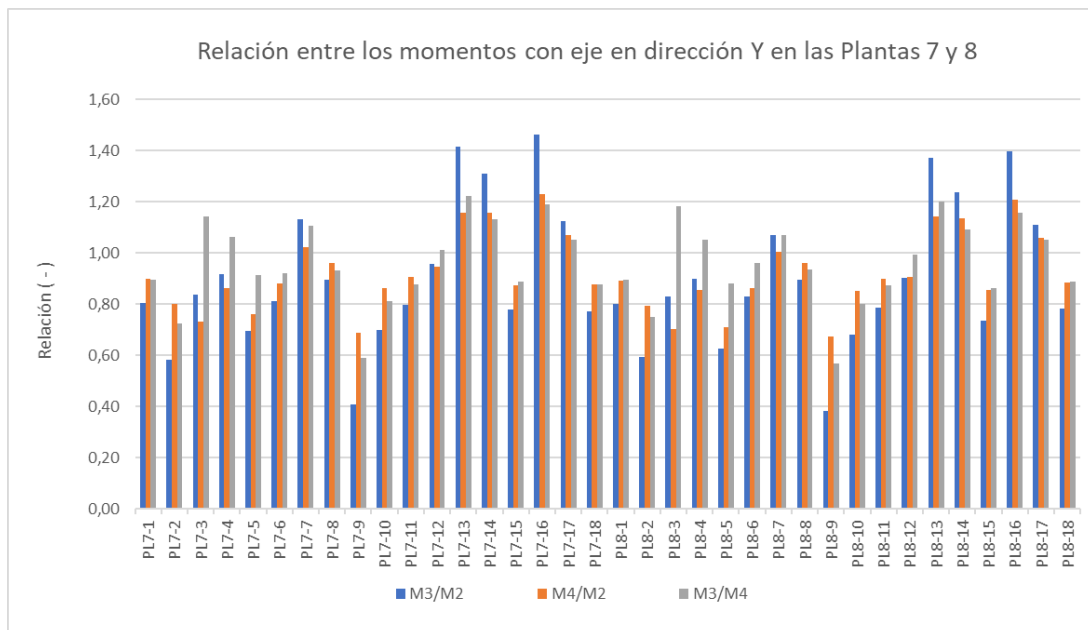


Figura III-46: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 1).

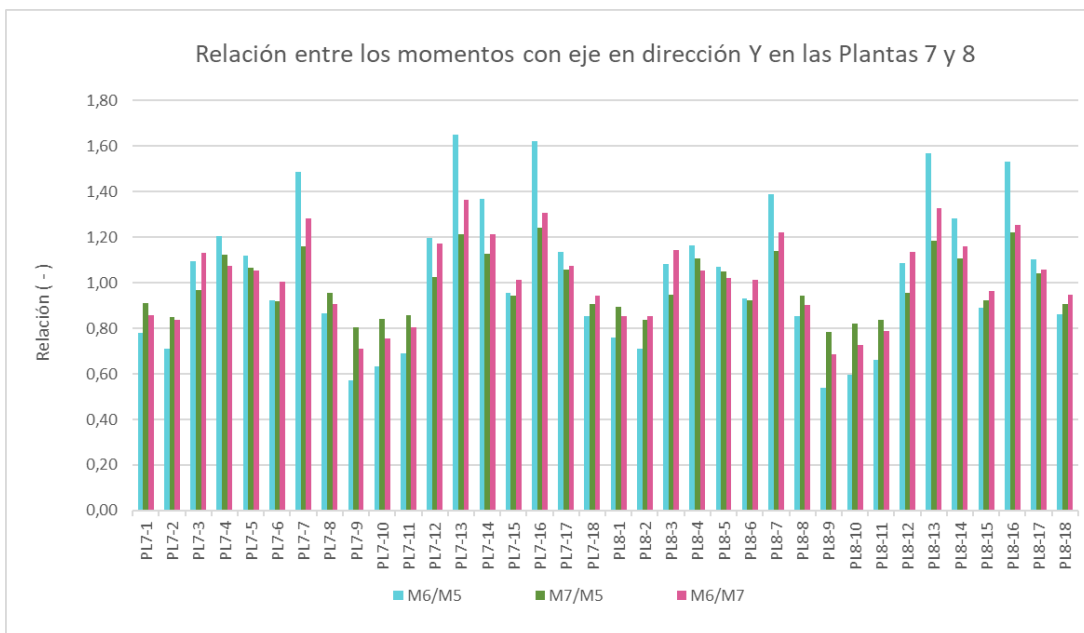


Figura III-47: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 2).

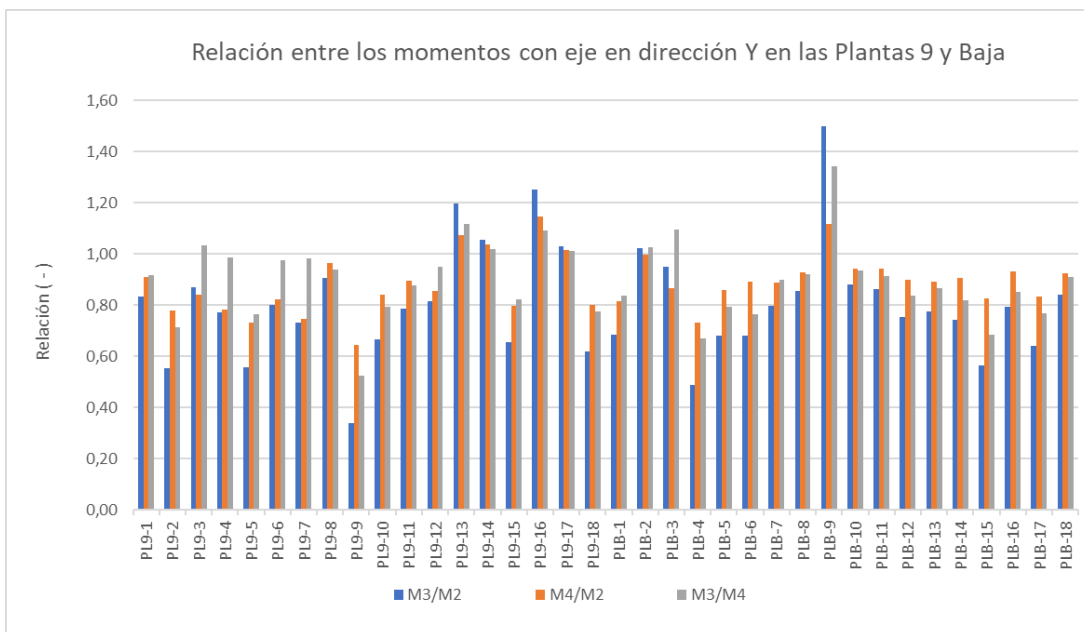


Figura III-48: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 1).

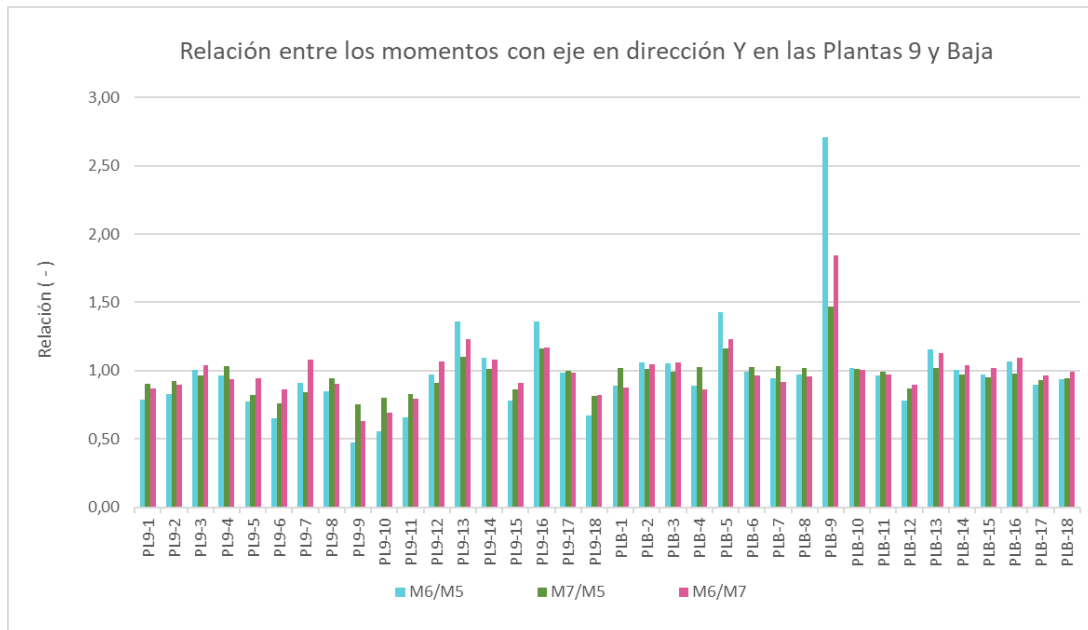


Figura III-49: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 2).

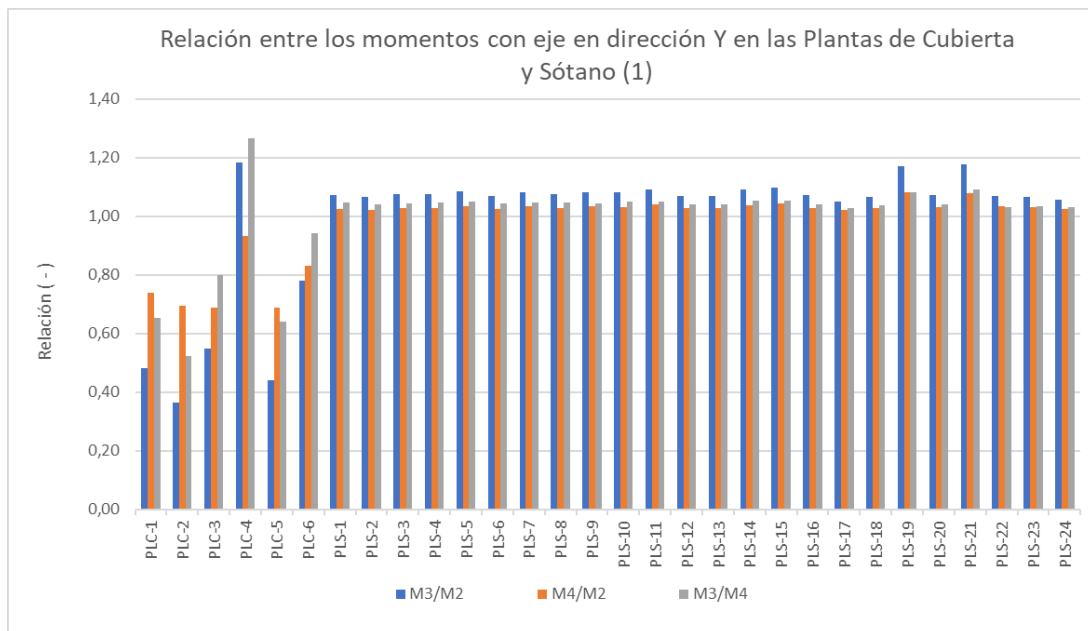


Figura III-50: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 1).

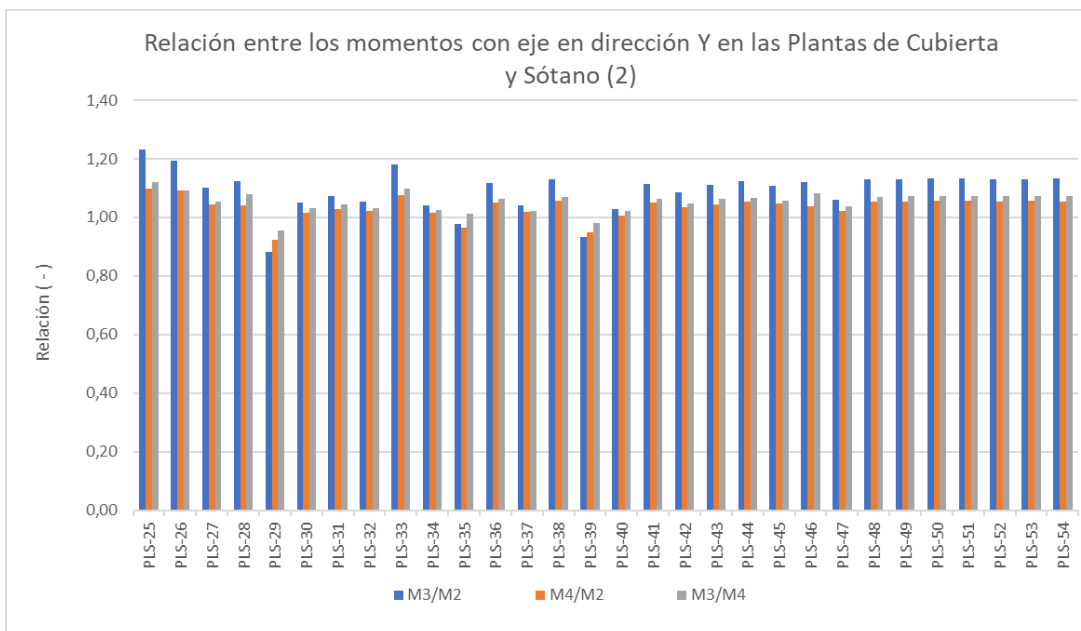


Figura III-51: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 2).

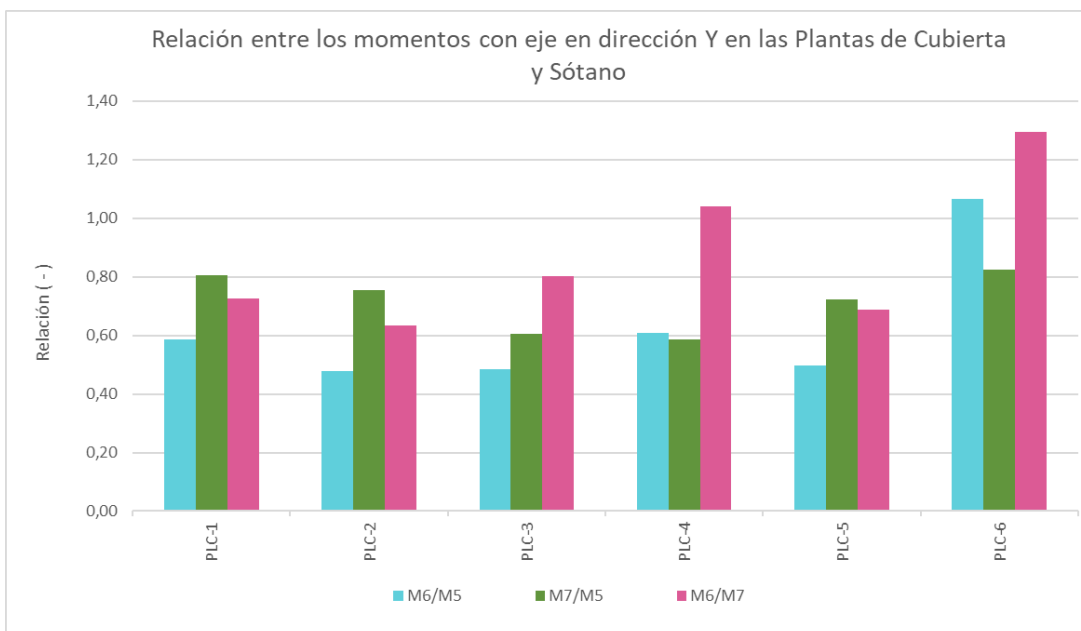


Figura III-52: Relación entre los momentos con eje en dirección Y en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 3).

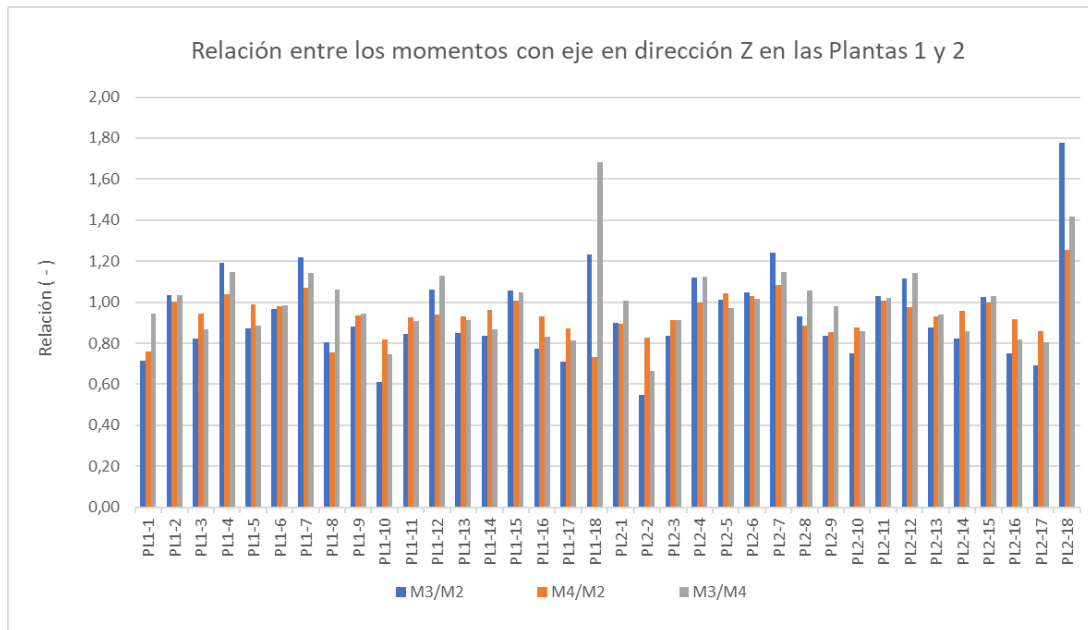


Figura III-53: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 1).

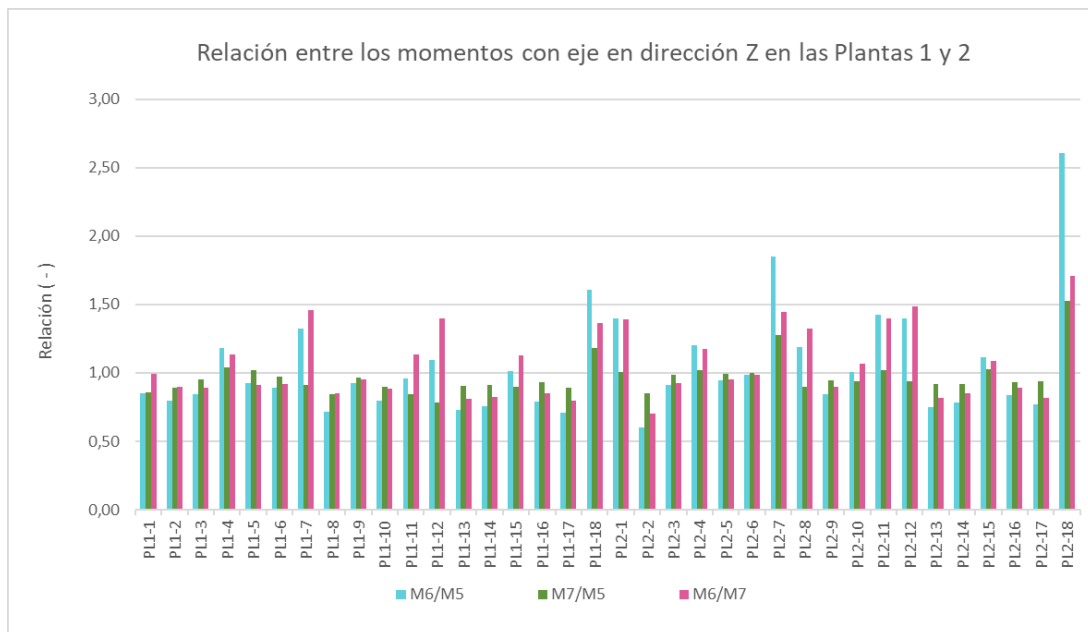


Figura III-54: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 1 y 2 (Parte 2).

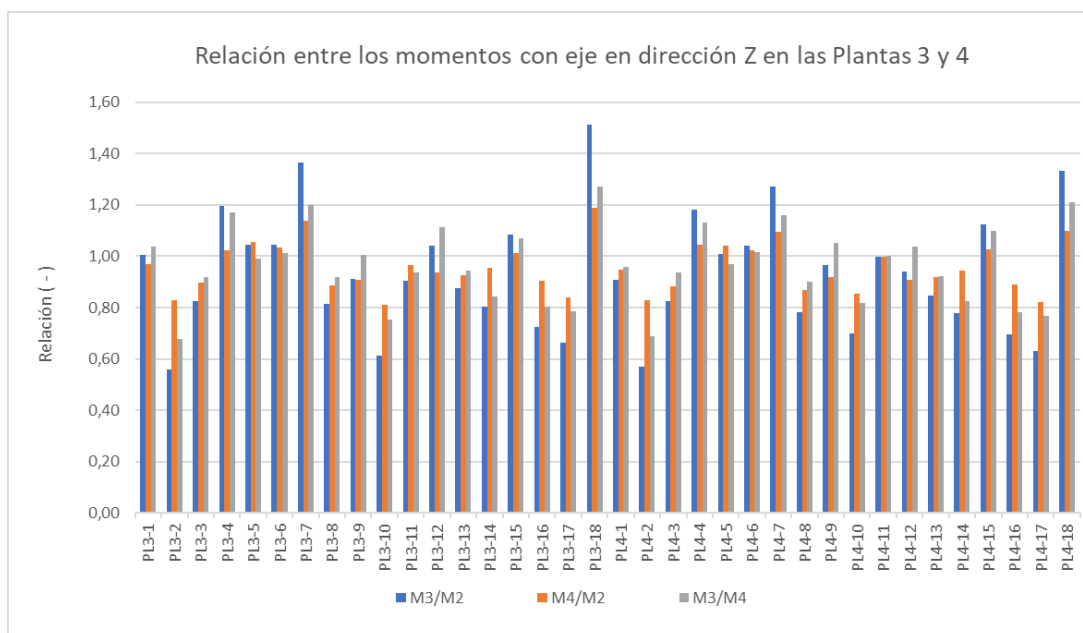


Figura III-55: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 3 y 4 (Parte 1).

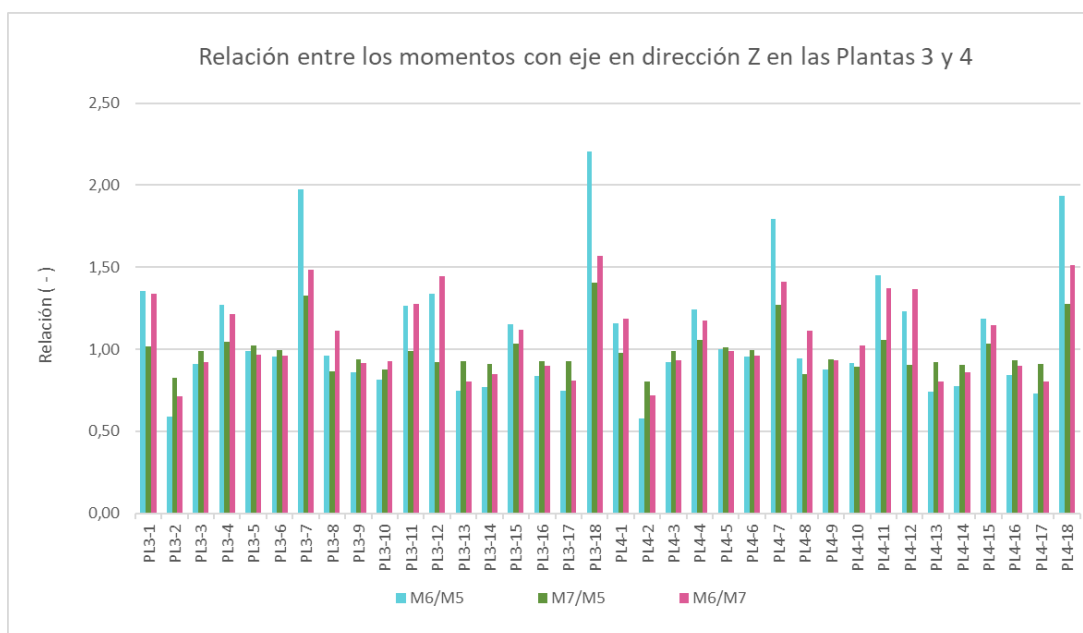


Figura III-56: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 3 y 4 (Parte 2).

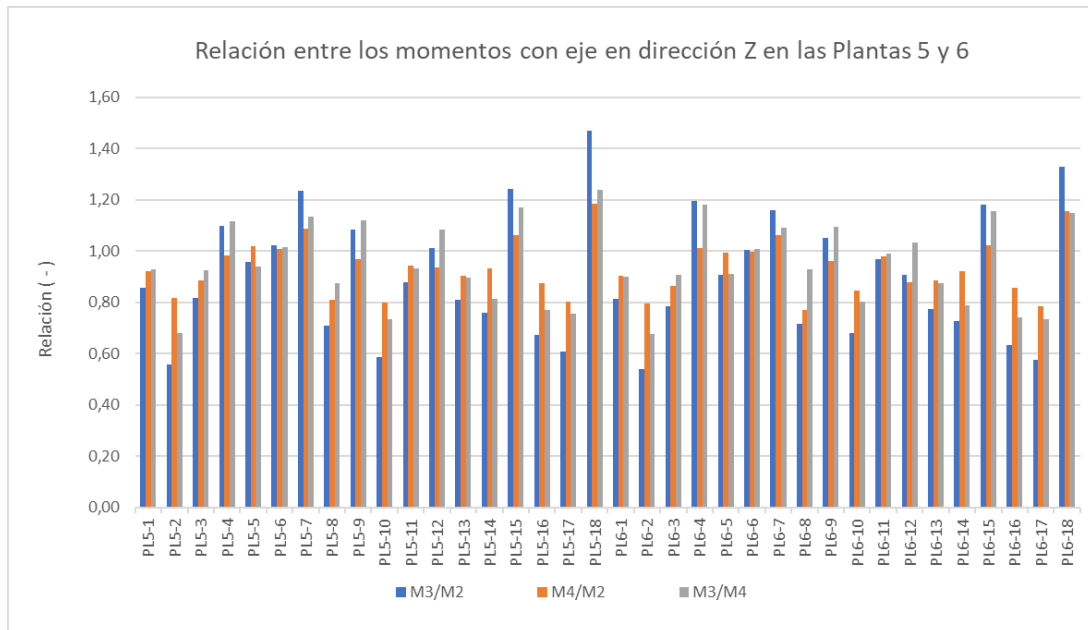


Figura III-57: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 1).

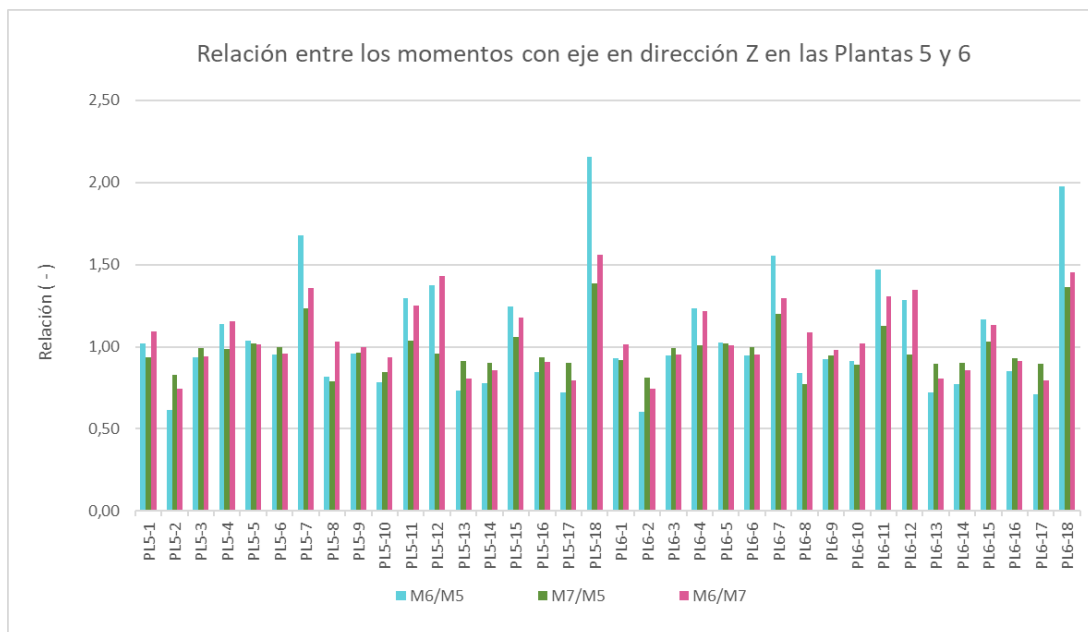


Figura III-58: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 5 y 6 (Parte 2).



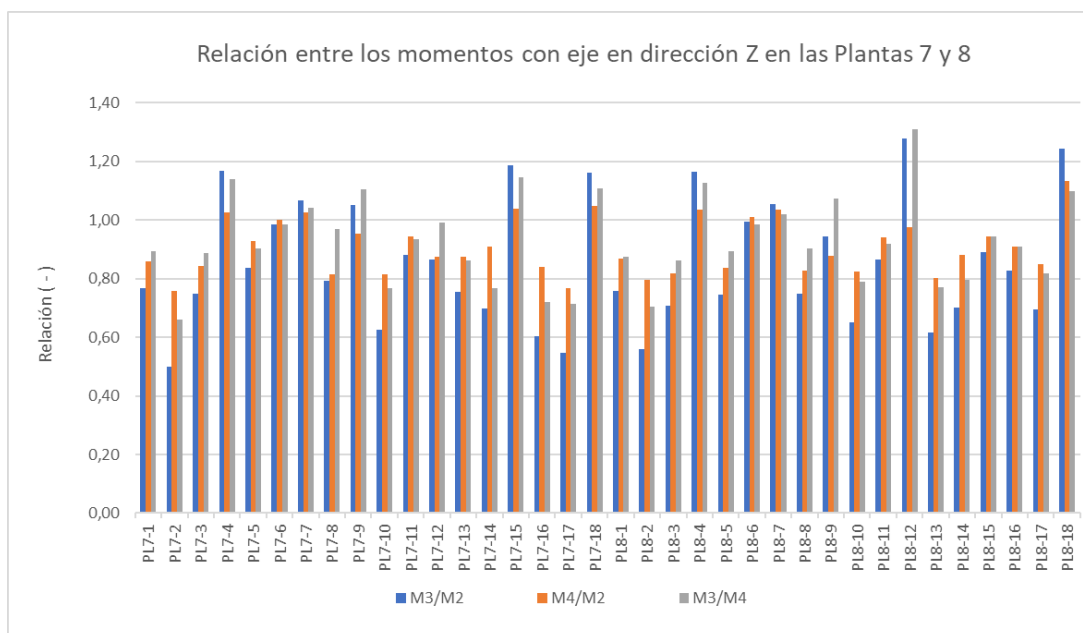


Figura III-59: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 1).

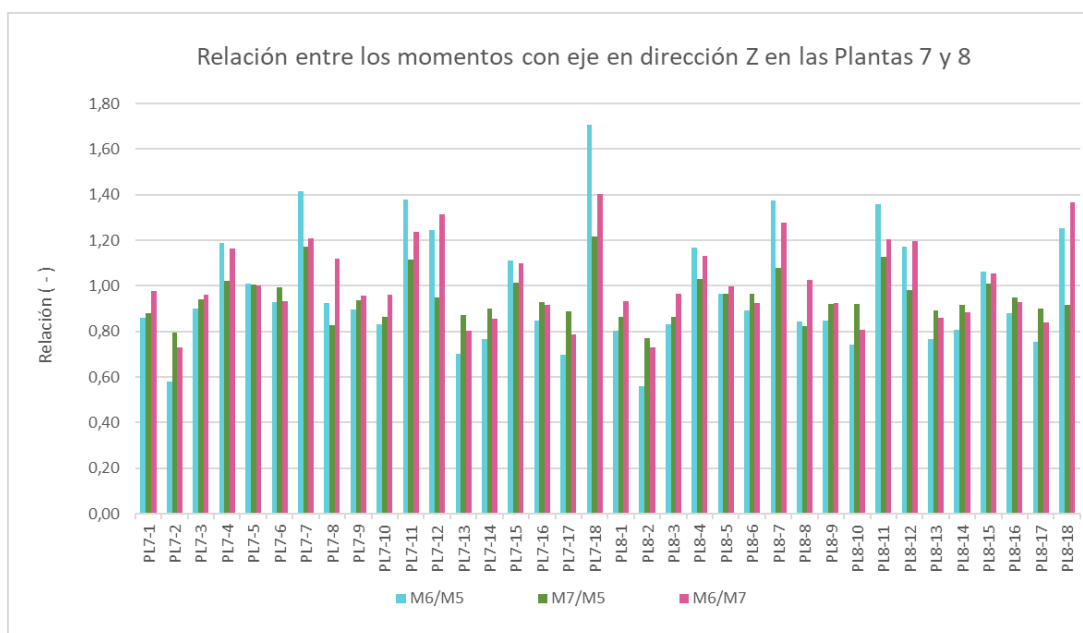


Figura III-60: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 7 y 8 (Parte 2).

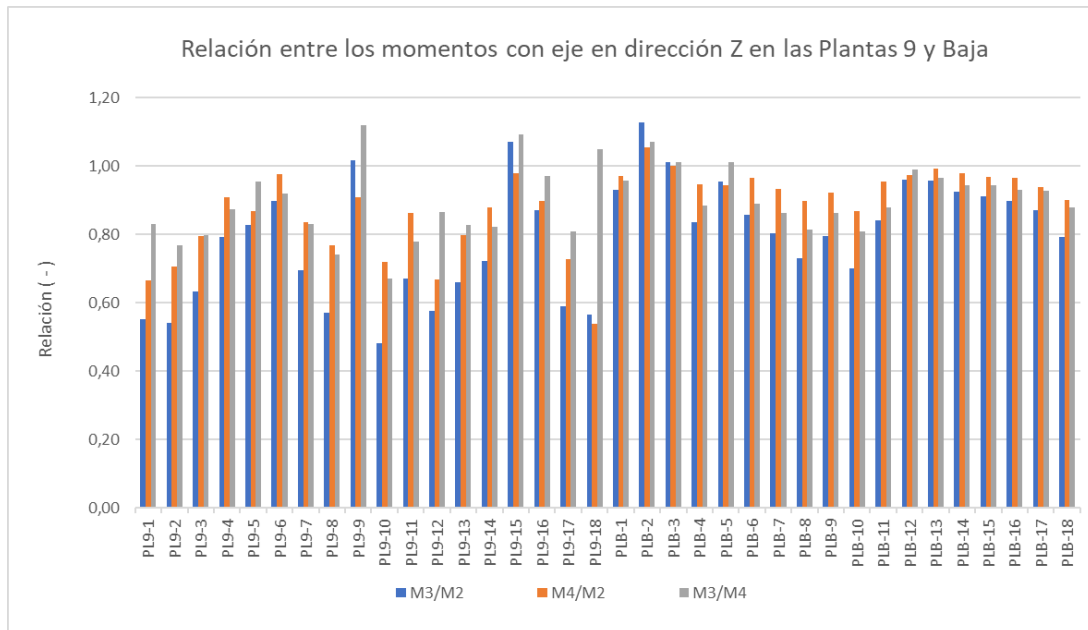


Figura III-61: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 1).

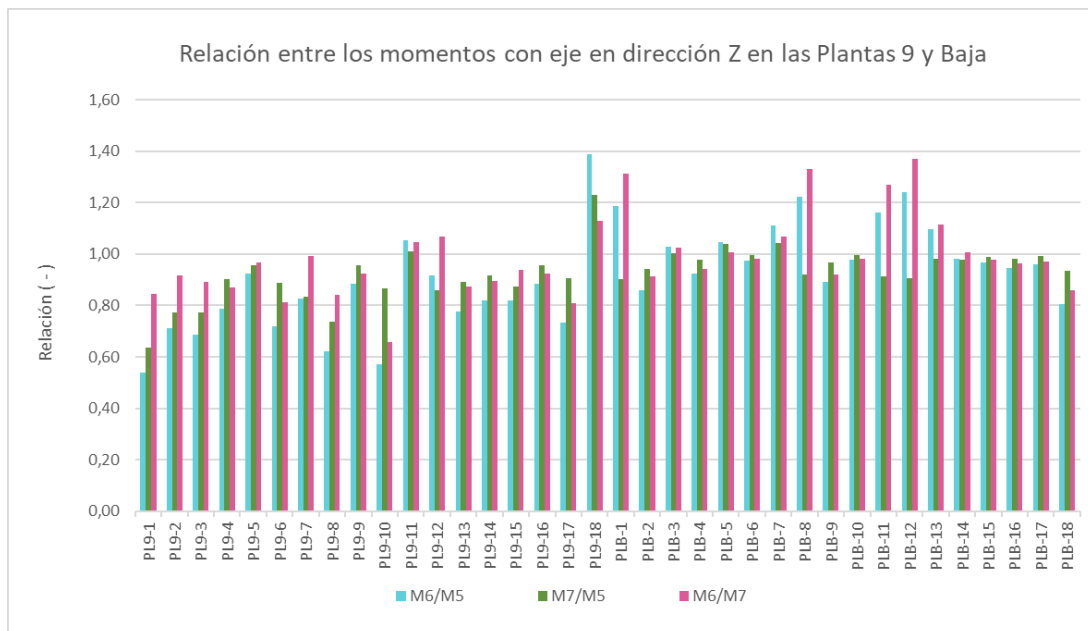


Figura III-62: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas 9 y baja (Parte 2).

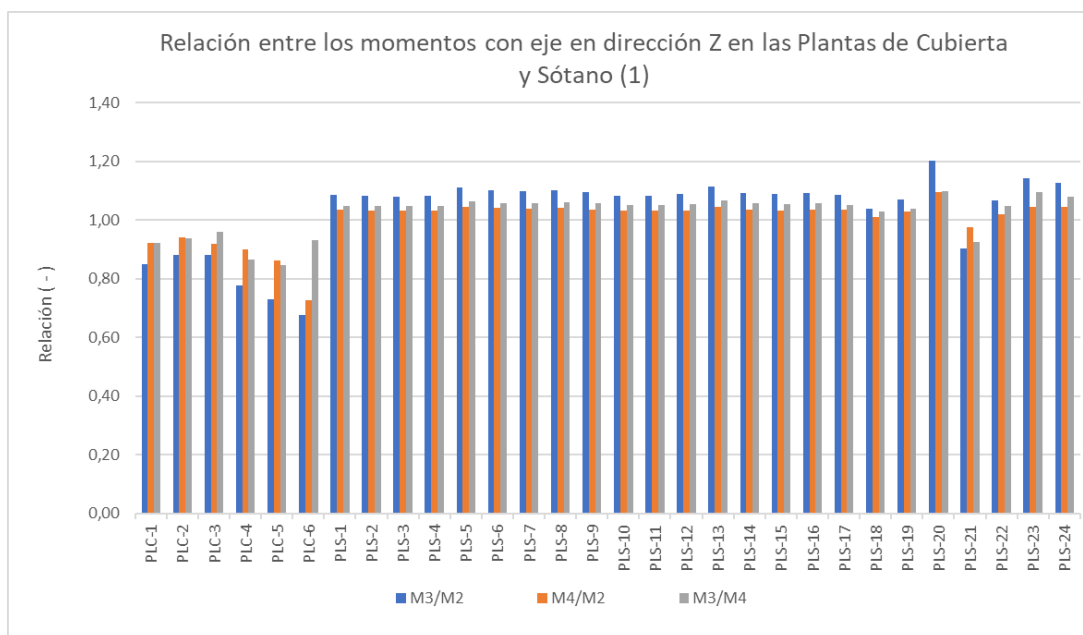


Figura III-63: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 1).

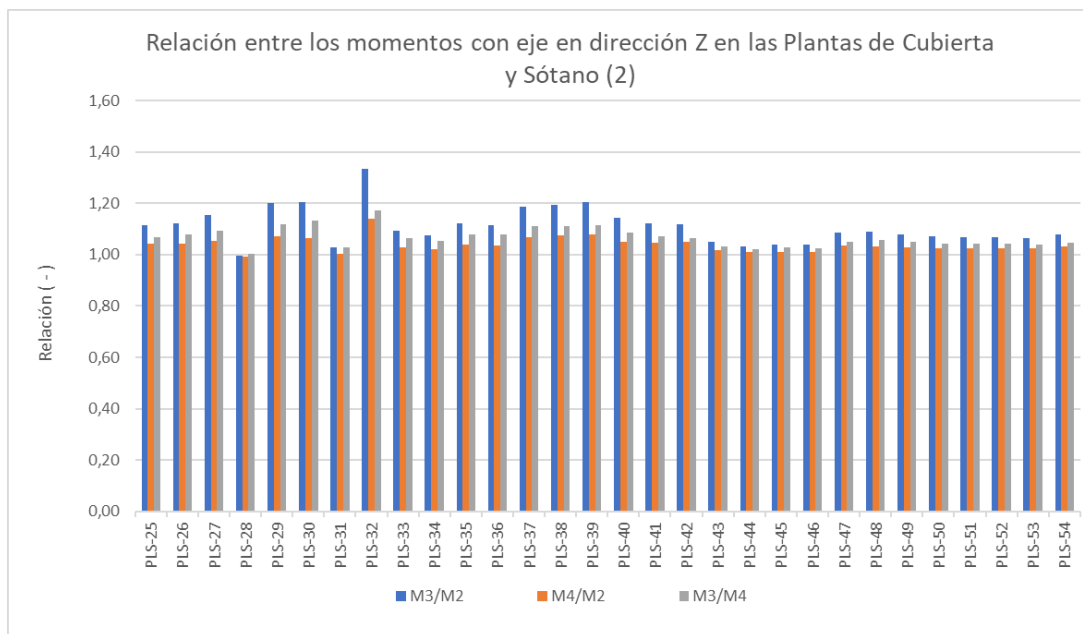


Figura III-64: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 2).

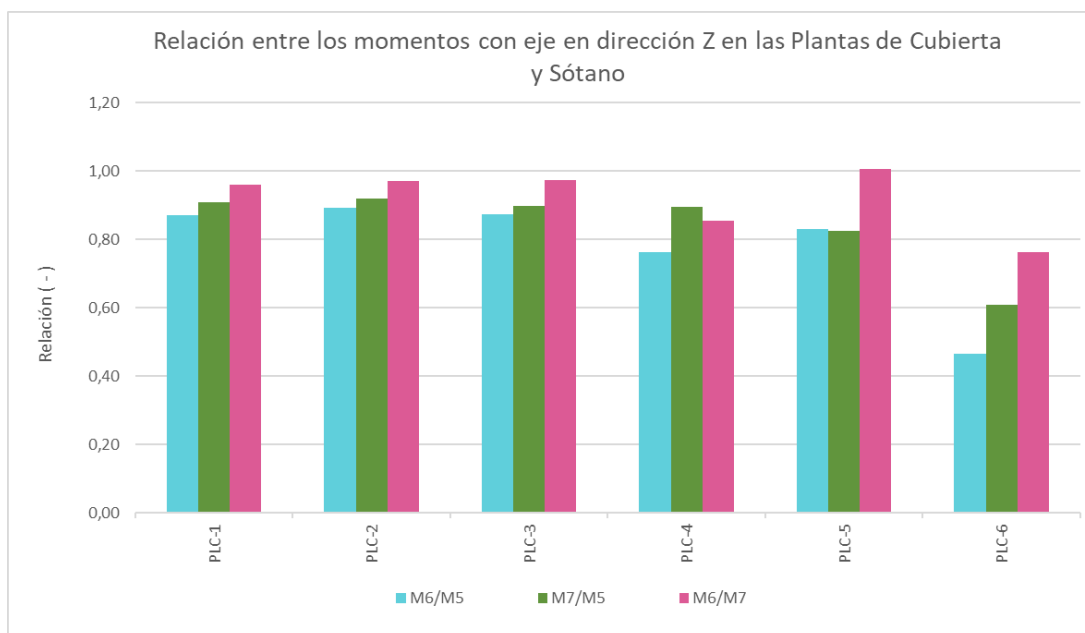


Figura III-65: Relación entre los momentos con eje en dirección Z en los pilares de las plantas de cubierta y sótano (Parte 3).

## **TRABAJO DE FIN DE MÁSTER**

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero  
Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

### **ANEJO IV**

### **PLANOS**

Ruiz Miguel, Álvaro

Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos



## **IV. Planos**

Se muestran en el presente anejo los planos empleados para la elaboración de los modelos realizados.

### **Índice de planos**

Plano N° 1: Alzado este del Bloque 1

Plano N° 2: Alzado sur del Bloque 1

Plano N° 3: Replanteo de pilares y muros

Plano N° 4: Replanteo y zunchos de las plantas de viviendas

Plano N° 5: Replanteo y zunchos de la planta 8

Plano N° 6: Cuadro de pilares del Bloque 1

Plano N° 7: Albañilería de la planta sótano

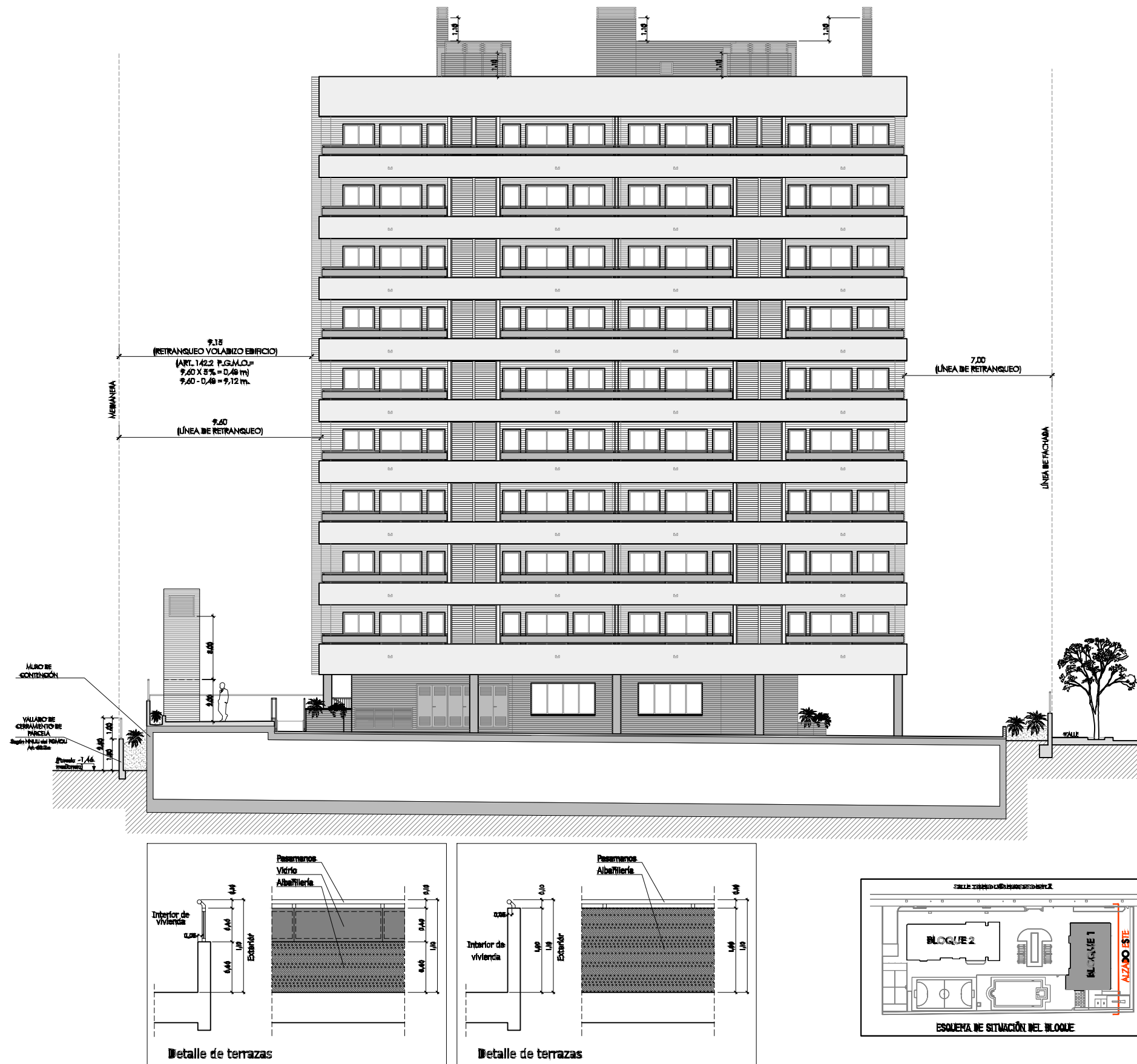
Plano N° 8: Albañilería de la planta baja

Plano N° 9: Albañilería de la de los pisos y la planta de cubierta del Bloque 1

Plano N° 10: Particiones y cerramientos

Plano N° 11: Cimentación

Plano N° 12: Detalles de cimentación



UNIVERSITAT  
 POLITÈCNICA  
 DE VALÈNCIA

Universidad Politécnica de Valencia  
 Trabajo Final de Máster

Fecha:  
 Septiembre de 2022

Título de Plano:

Alzado este del Bloque 1

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

Nº de Plano:

1

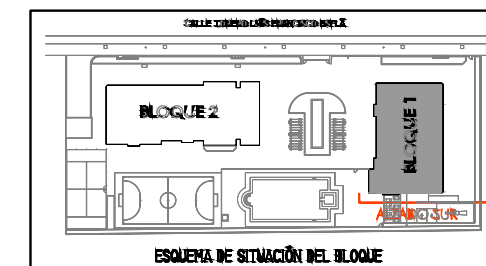
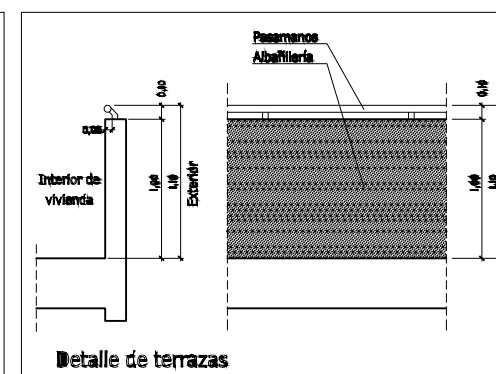
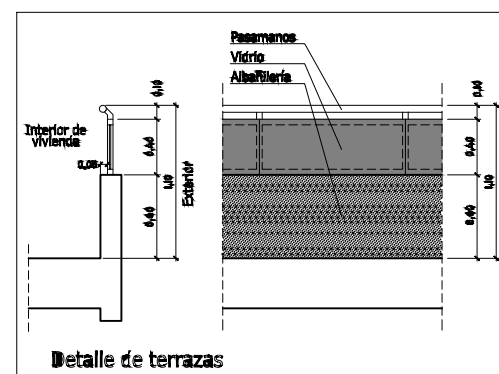
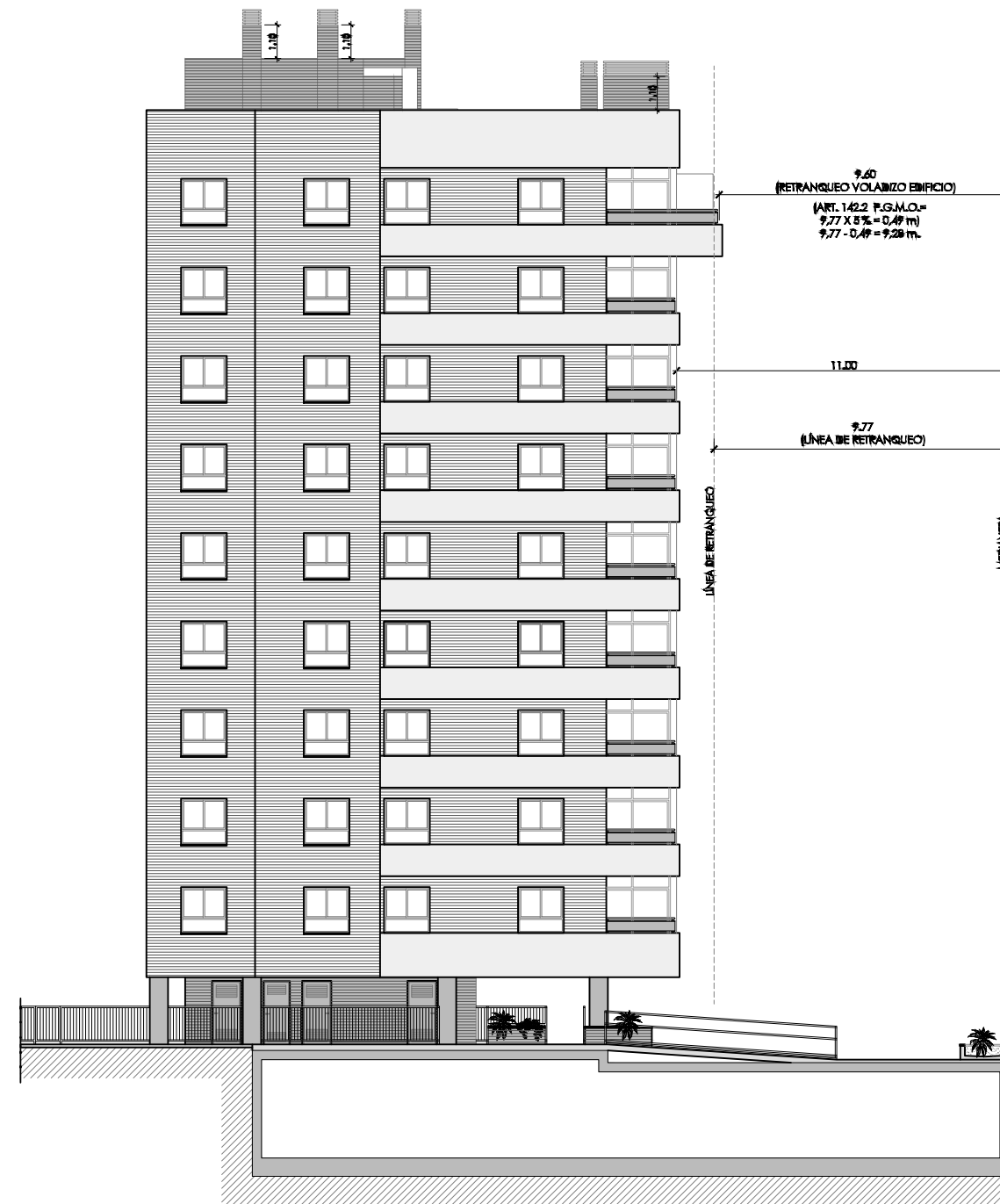
Escala:

1:250



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,  
 CANALES Y PUERTOS





UNIVERSITAT  
POLITÀCNICA  
DE VALÈNCIA

Universidad Politécnica de Valencia  
Trabajo Final de Máster

Fecha:  
Septiembre de 2022

Título de Plano:

Alzado sur del Bloque 1

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

Nº de Plano:

2

Escala:

1:250

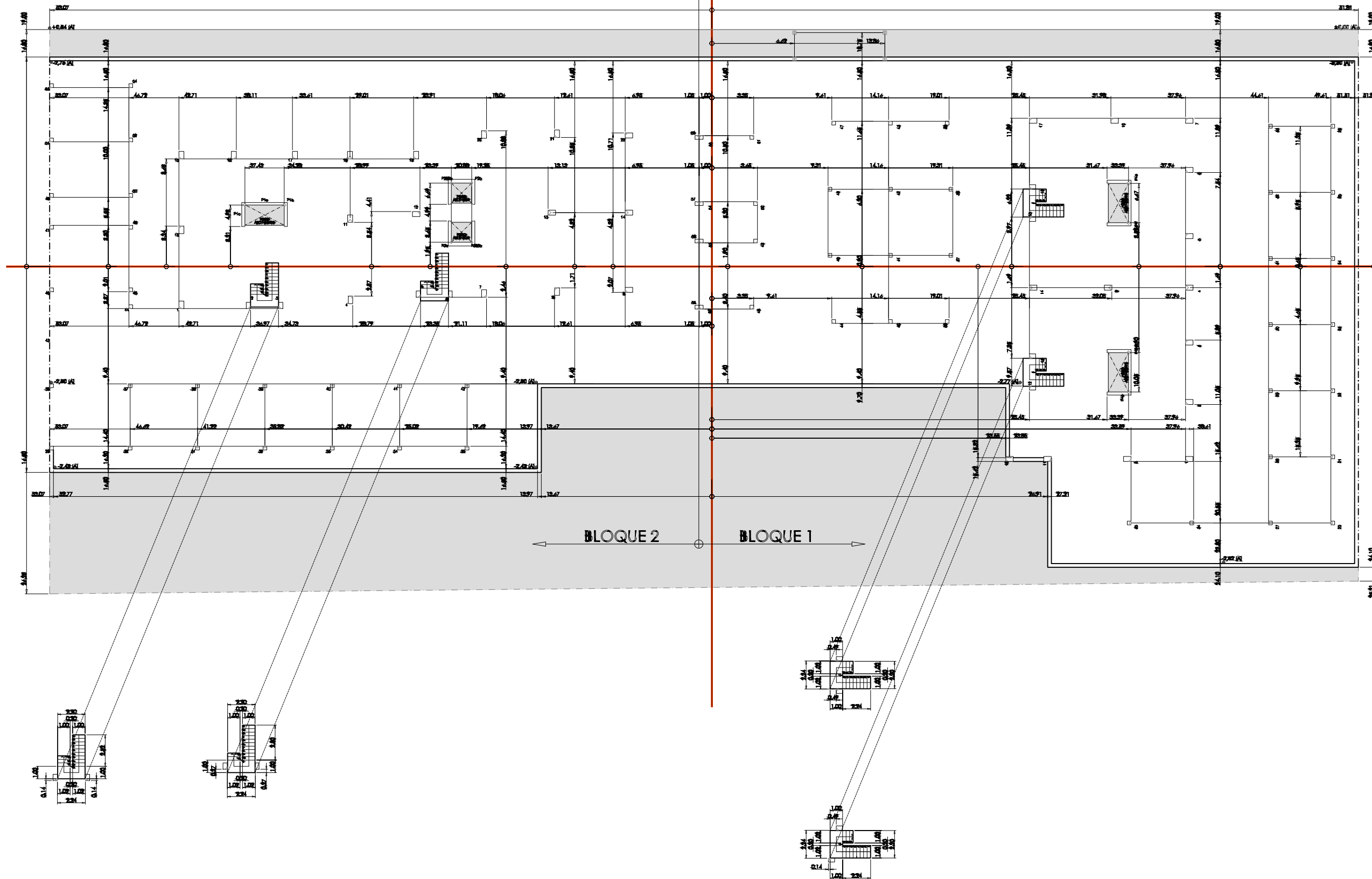


ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

CALLE TORERO LUÍS FRANCISCO ESPLÁ

BLOQUE 2

BLOQUE 1



UNIVERSITAT  
POLITÀCNICA  
DE VALÈNCIA

Universidad Politécnica de Valencia  
Trabajo Final de Máster

Fecha:  
Septiembre de 2022

Título de Plano:

Replanteo de pilares y muros

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

Nº de Plano:

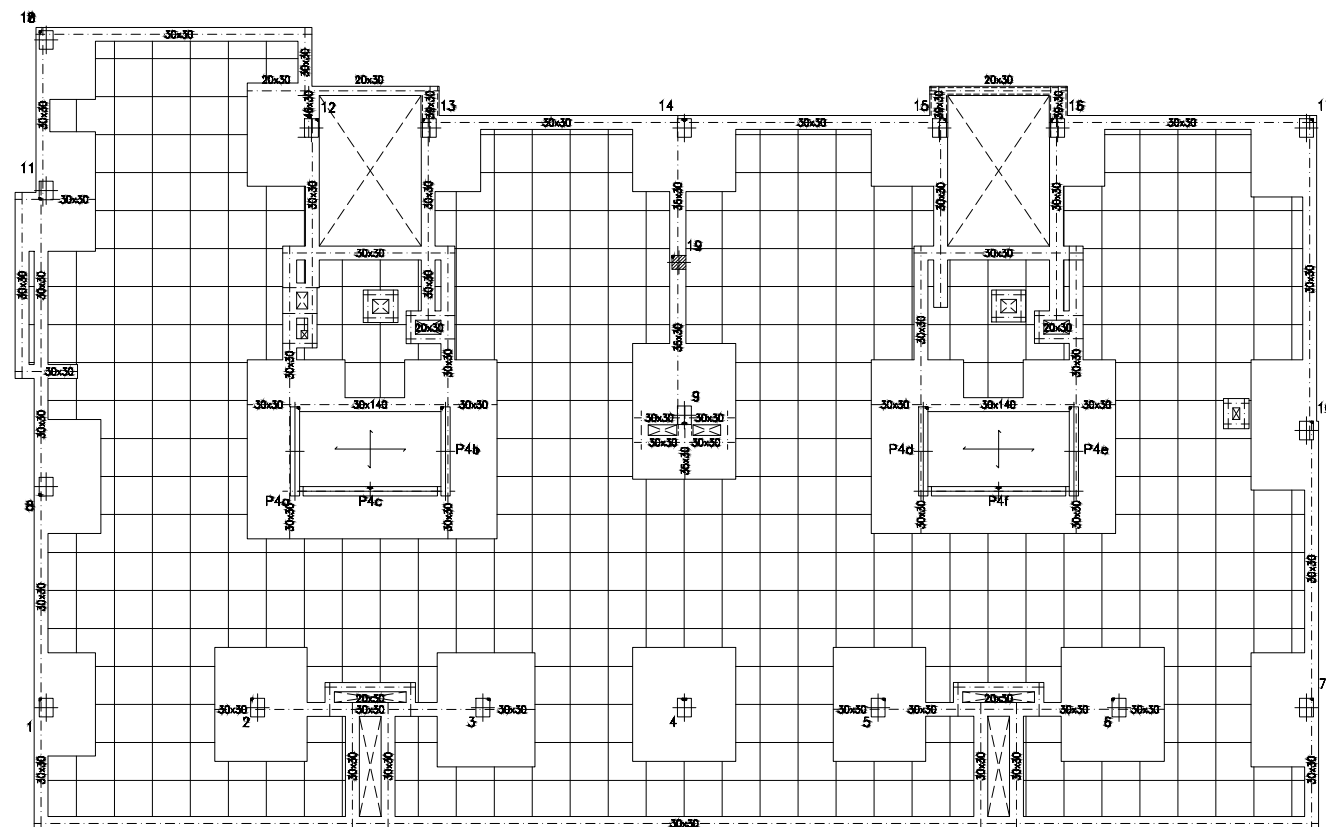
3

Escala:

1:400



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



Expediente: Mariola Garden		C:VI A:JL D:FM	ESCALA 1:100									
<p>Forjado          Canto forjado: 25+5=30cm          Entrejes= 82x82cm          Sobrec. de uso= 5,00KN/m<sup>2</sup>          Cargas muertas= 4,50KN/m<sup>2</sup>          DISPONER MALLAZO SUPERIOR DE REFUERZO          MALLAZO RIGIDO &gt; #Ø4a20cm          -VER DETALLE-</p> <p>NOTA IMPORTANTE:          DISPONER ARMADURAS SUPERIORES DE REFUERZO          1Ø12/cada nervio          SOLAPADOS 40cm EN CENTROS DE VANO Y ANCLADOS EN BORDE 20cm</p>		<p>SECCION TRANSVERSAL DEL FORJADO</p>										
MATERIALES	H O R M I G O N			A C E R O								
	CONTROL		CARACTERISTICAS			CONTROL		CARACT.				
ELEMENTOS	NIVEL CONTROL	COEF. POND.	TIPO	CONSISTENCIA	TAMAÑO ARIDO MAX	NIVEL CONTROL	COEFIC. PONDER.	TIPO				
PILARES	ESTADISTICO	γ <sub>c</sub> =1.5	HA-30	BLANDA (6-9 CM)	≤25mm	NORMAL	γ <sub>s</sub> =1.15	B-500 S				
FORJADOS Y VIGAS	ESTADISTICO	γ <sub>c</sub> =1.5	HA-25	BLANDA (6-9 CM)	≤20mm	NORMAL	γ <sub>s</sub> =1.15	B-500 S				
CONTROL DE EJECUCION	N O R M A L		ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE-08 y CTE									
Parametros de Dosificación	CLASE DE EXPOSICION (LAS RESALTADAS)											
		ESTRUCTURA										
		I	IIa	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F
Maxima relación a/c	0.65	0.60	0.50	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.45	0.55	0.50	0.50
Min. contenido de cemento (Kg/m <sup>3</sup> )	250	275	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
NOTA: PARA GARANTIZAR EL AMBIENTE DEL PROYECTO, CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL EXPUESTO A LA INTEMPERIE, SE DEBERÁ PROTEGER SIGUIENDO LAS ESPECIFICACIONES DE LA DIRECCIÓN TÉCNICA DE LA OBRA, CONSIDERÁNDOSE COMO CLASE DE EXPOSICION PARA ESTOS ELEMENTOS EXPUESTOS EL TIPO IIIa.												
DUCTILIDAD BAJA μ=2												



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Universidad Politécnica de Valencia  
Trabajo Final de Máster

Fecha:  
Septiembre de 2022

Título de Plano:  
Replanteo y zunchos de las plantas de viviendas

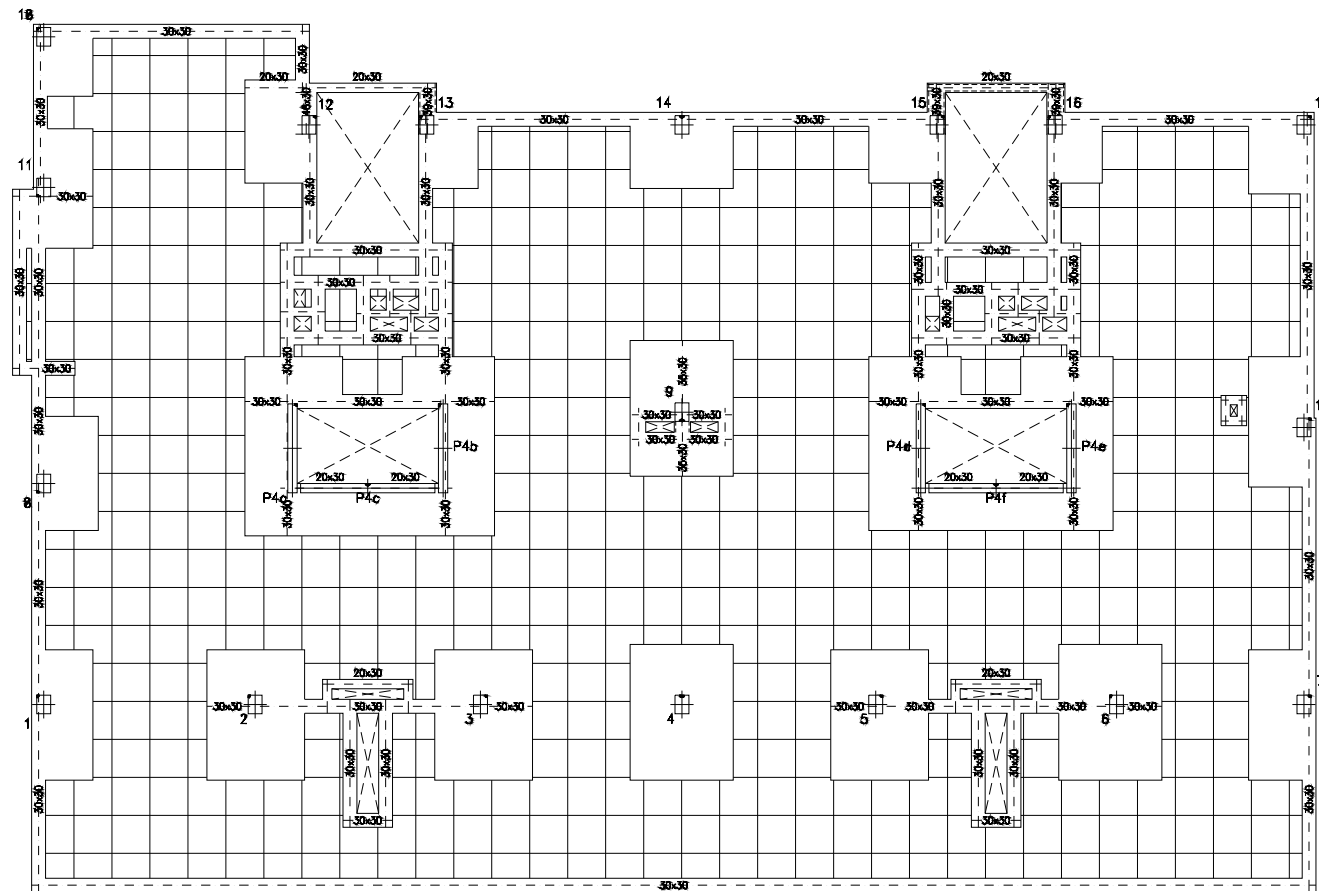
Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

Nº de Plano:  
**4**

Escala:  
1:250



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



Expediente: <b>María Garden</b>		C:VI A:JUL D:FM	ESCALA 1:100									
<p>Forjado            Canto forjado: 25+5=30cm            Entrejes= 82x82cm            Sobrec. de uso= 5,00KN/m<sup>2</sup>            Cargas muertas= 4,50KN/m<sup>2</sup>            DISPONER MALLAZO SUPERIOR DE REFUERZO            MALLAZO RIGIDO ≥ #4a20cm            -VER DETALLE-</p> <p><b>NOTA IMPORTANTE:</b>            DISPONER ARMADURAS SUPERIORES DE REFUERZO            1/2 cada nervio            SOLAPADOS 40mm ENCENTRO DE VANO Y ANCLADOS EN BORDE 30mm</p>		<p>SECCION TRANSVERSAL DEL FORJADO</p>										
MATERIALES	HORMIGÓN			ACERO								
ELEMENTOS	NIVEL CONTROL	COEF. POND.	TIPO	CONSISTENCIA	TAMAÑO ARIDO MAX.	NIVEL CONTROL	COEFIC. PONDER.	TIPO				
PILARES	ESTADISTICO	$\delta_c = 1.5$	HA-30	BLANDA (6-9 CM)	≤25mm	NORMAL	$\delta_s = 1.15$	B-500 S				
FORJADOS Y VIGAS	ESTADISTICO	$\delta_c = 1.5$	HA-25	BLANDA (8-9 CM)	≤20mm	NORMAL	$\delta_s = 1.15$	B-500 S				
CONTROL DE EJECUCION	NORMAL							ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE-08 y CTE				
Parámetros de Dosificación	CLASE DE EXPOSICION (LAS RESALTADAS)											
	ESTRUCTURA		IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Maxima relación o/c	0.65	0.60	0.50	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.45	0.55	0.50	0.50
Min. contenido de cemento (Kg/m <sup>3</sup> )	250	275	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
<p>NOTA: PARA GARANTIZAR EL AMBIENTE DEL PROYECTO, CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL EXPUESTO A LA INTemperie, SE DEBERÁ PROTEGER SIGUIENDO LAS ESPECIFICACIONES DE LA DIRECCIÓN TÉCNICA DE LA OBRA, CONSIDERÁNDOSE COMO CLASE DE EXPOSICION PARA ESTOS ELEMENTOS EXPUESTOS EL TIPO IIIa.</p>												
DUCTILIDAD BAJA $\mu=2$												



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

Universidad Politécnica de Valencia  
Trabajo Final de Máster

Fecha:  
Septiembre de 2022

Título de Plano:  
Replanteo y zunchos de la planta 8

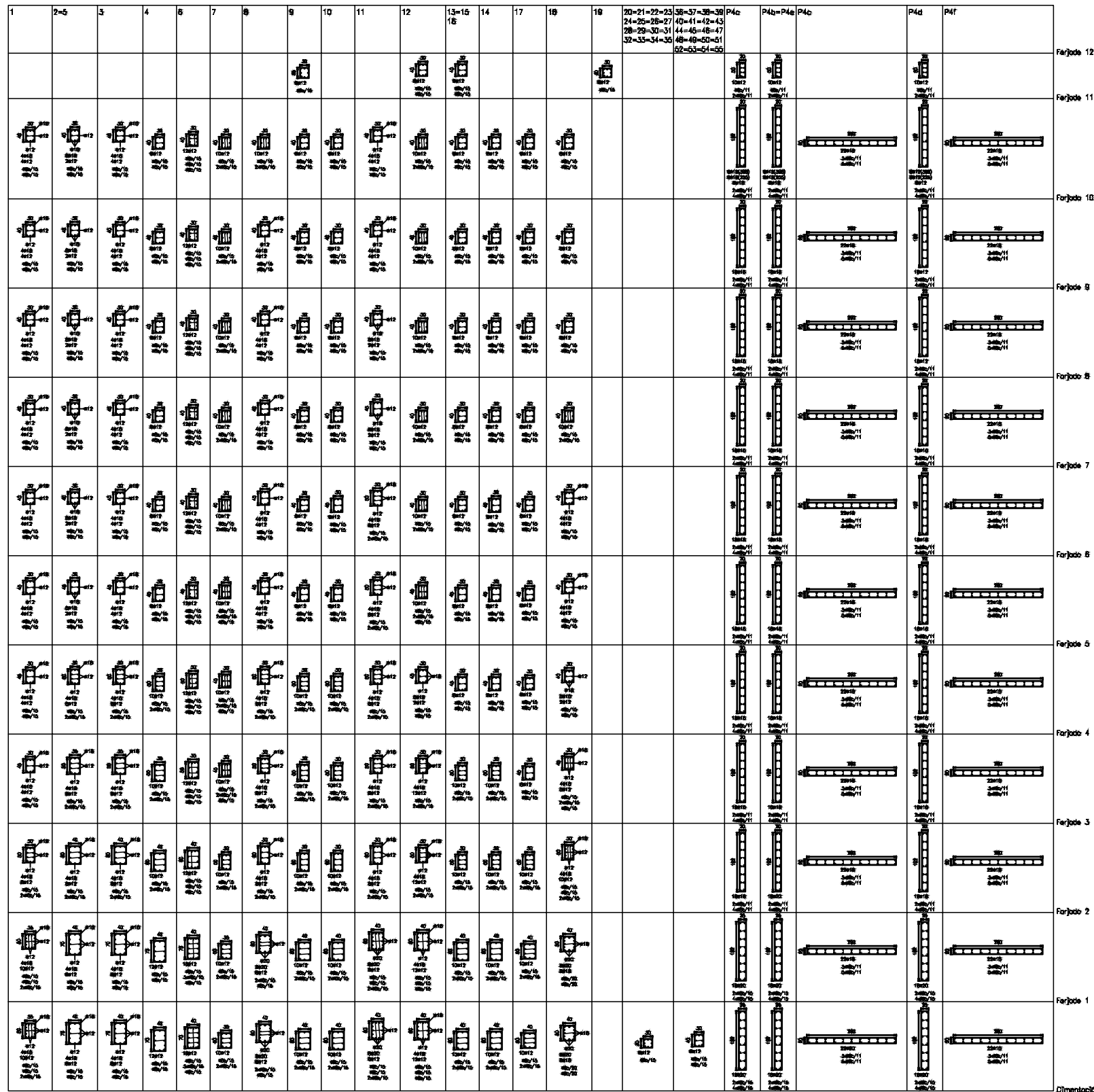
Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

Nº de Plano:  
**5**

Escala:  
1:250



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



Expediente: Mariola Garden      Cdv. Act. Dfm      ESCALA 1:100

**Forjado**  
**Canto forjado: 25+5=30cm**  
**Entrees= 82x82cm**  
**Sobrec. de uso=**  
**Cargas muertas=**

DISPONER MALLAZO SUPERIOR DE REFUERZO MALLAZO RIGIDO > #4x20cm  
 -VER DETALLE-  
**ESTA IMPORTANTE**  
 12/21 cada nervio

MATERIALES	HORMIGON				ACERO			
	CONTROL	COEF. FOND.	TIPO	CONSISTENCIA	TAMAÑO ARDO MAX.	NIVEL CONTROL	COEFIC. FONDER.	TIPO
PILARES	ESTADISTICO	$\bar{f}_{cd}=1.5$	HA-30	BLANDA (8-9 CM)	$\leq 20mm$	NORMAL	$\bar{f}_{yk}=1.15$	B-500 S
FORJADOS Y VIGAS	ESTADISTICO	$\bar{f}_{cd}=1.5$	HA-25	BLANDA (8-9 CM)	$\leq 20mm$	NORMAL	$\bar{f}_{yk}=1.15$	B-500 S

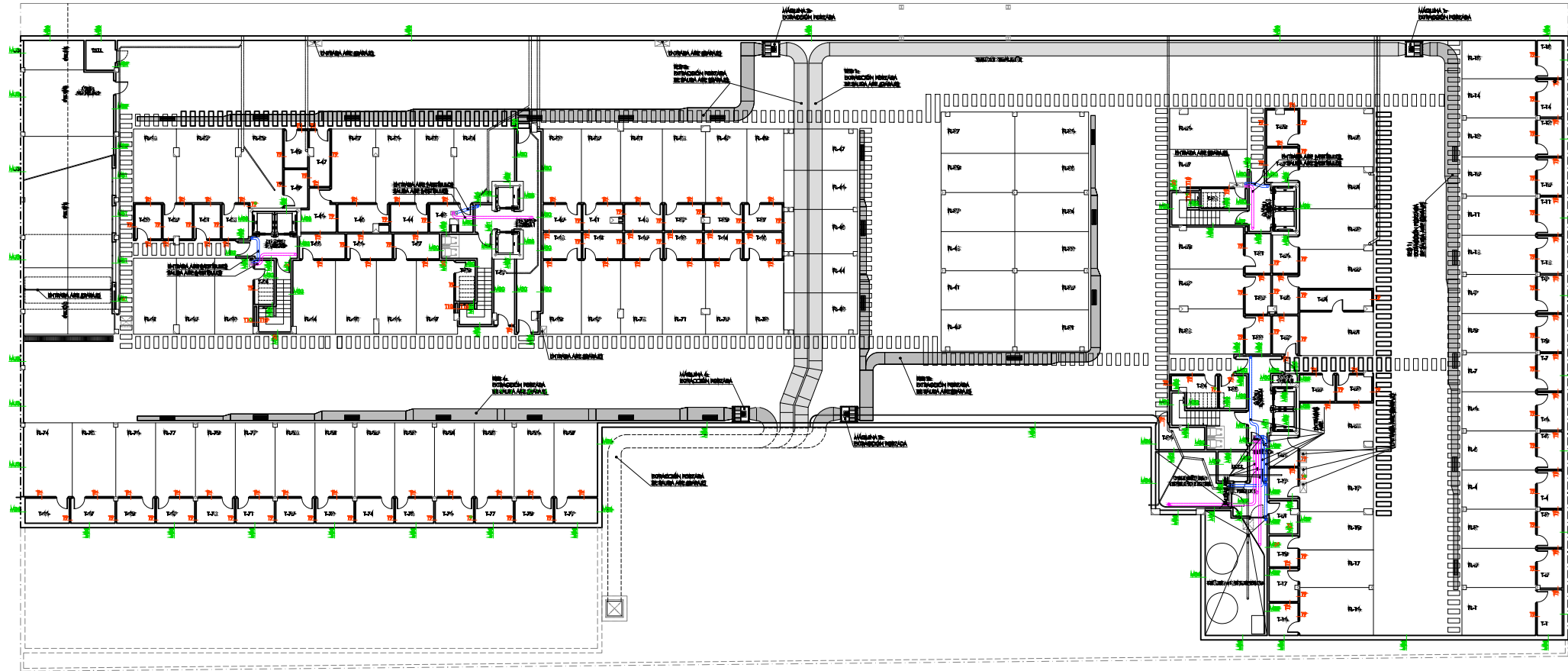
CONTROL DE EJECUCIÓN: NORMAL      ADAPTADO A LA INSTRUCCION EHE-08 y CTE

Parámetros de Dosisificación	CLASE DE EXPOSICIÓN (LAS RESALTADAS)																		
	I			IIa			IIb			IV		Qc		H		F		E	
Maximo relación w/c	0.65	0.60	0.50	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.45	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Min. contenido de cemento (Kg/m³)	250	275	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300	325	300	325	300	325	300	300

NOTA: PARA GARANTIZAR EL AMBIENTE DEL PROYECTO, CUALQUIER ELEMENTO ESTRUCTURAL EXPUESTO A LA INTemperie, SE DEBERA PROTEGER SIGUIENDO LAS ESPECIFICACIONES DE LA DIRECCION TÉCNICA DE LA OBRA, CONSIDERÁNDOSE COMO CLASE DE EXPOSICIÓN PARA ESTOS ELEMENTOS EXPUESTOS EL TIPO IIIa.

DUCTILIDAD BAJA  $\mu=2$

CALLE TORERO LUÍS FRANCISCO ESPLÁ



- COMENTARIOS**
- M1: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M2: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M3: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M4: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M5: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M6: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M7: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M8: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M9: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M10: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M11: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M12: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M13: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M14: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M15: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M16: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M17: [Detailed technical comment regarding structural analysis]

- M18: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M19: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M20: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M21: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M22: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M23: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M24: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M25: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M26: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M27: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M28: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M29: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M30: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M31: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M32: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M33: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M34: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M35: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M36: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M37: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M38: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M39: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M40: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- M41: [Detailed technical comment regarding structural analysis]

- LEGENDA**
- M42: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M43: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M44: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M45: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M46: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M47: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M48: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M49: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M50: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M51: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- TIPOLOGÍAS**
- T1: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T2: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T3: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T4: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T5: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T6: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T7: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T8: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T9: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T10: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T11: [Detailed technical comment regarding typology]
  - T12: [Detailed technical comment regarding typology]

- LEGENDA**
- M52: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M53: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M54: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M55: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M56: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
  - M57: [Detailed technical comment regarding structural analysis]
- TIPOLOGÍAS**
- FT: [Detailed technical comment regarding typology]
  - FTR: [Detailed technical comment regarding typology]
  - FTA: [Detailed technical comment regarding typology]



Universitat Politècnica de València  
 Trabajo Final de Máster

Fecha:  
 Septiembre de 2022

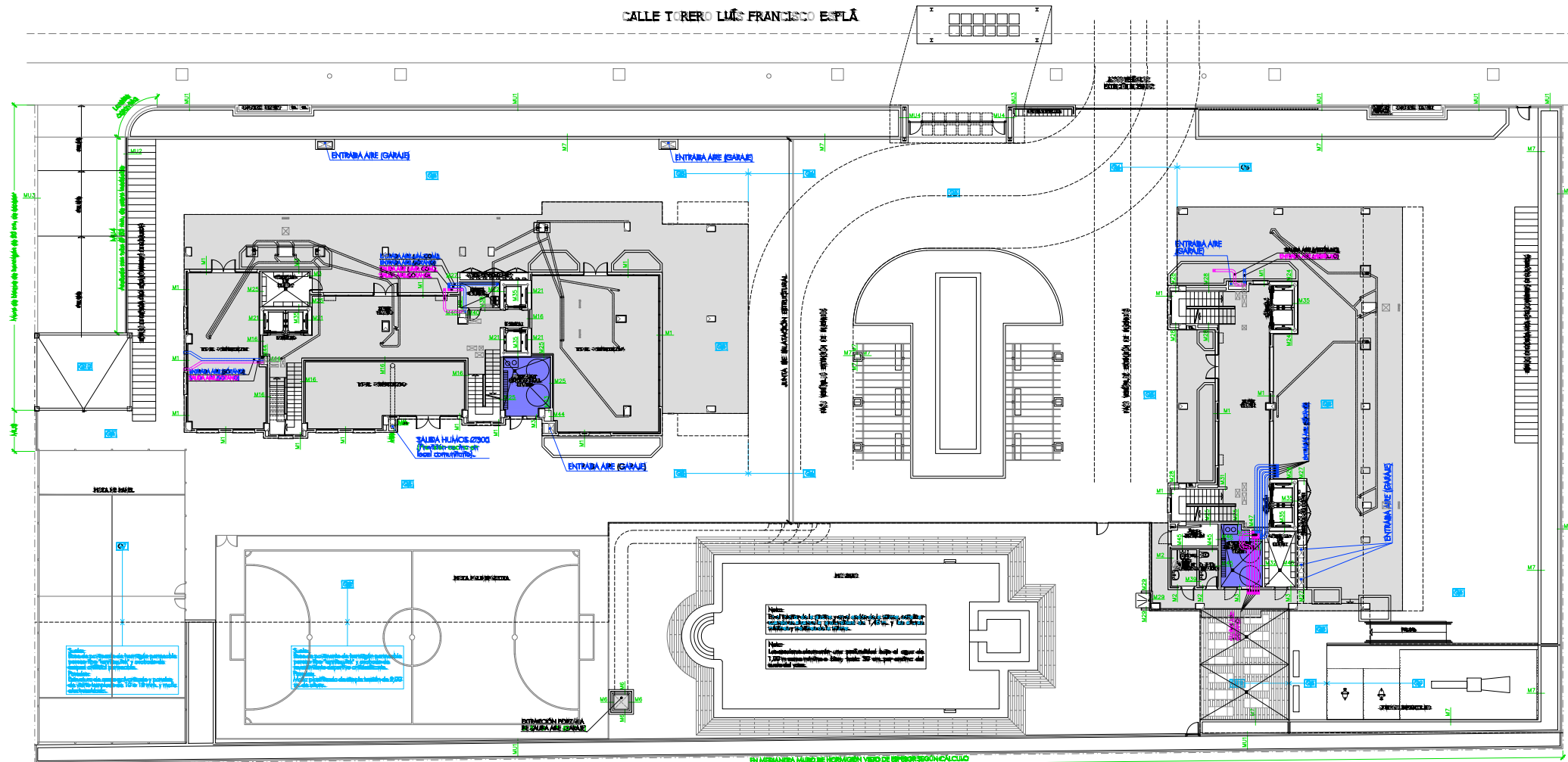
Título de Plano:  
 Albañilería de la planta sótano

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

Nº de Plano:  
**7**

Escala:  
 1:400





- CERRAMIENTOS**
- M1 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M2 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M3 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M4 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M5 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M6 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M7 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M8 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M9 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M10 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M11 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M12 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M13 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M14 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - M15 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...

- M16 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M17 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M18 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M19 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M20 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M21 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M22 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M23 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M24 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M25 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M26 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M27 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M28 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M29 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M30 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M31 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M32 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M33 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M34 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M35 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...

- M36 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M37 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M38 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M39 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M40 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M41 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M42 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M43 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M44 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M45 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M46 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M47 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M48 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M49 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M50 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...
- M51 Cerramiento de fachada exterior en albañilería de fachada...

- TABICAJES**
- T1 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T2 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T3 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T4 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T5 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T6 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T7 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T8 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T9 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T10 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T11 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - T12 Tabicaje de fachada exterior en albañilería de fachada...
- VALSOS TIENDAS**
- FT Vaso de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - FTR Vaso de fachada exterior en albañilería de fachada...
  - FTA Vaso de fachada exterior en albañilería de fachada...



Universitat Politècnica de València  
 Trabajo Final de Máster

Fecha:  
 Septiembre de 2022

Título de Plano:  
 Albañilería de la planta baja

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

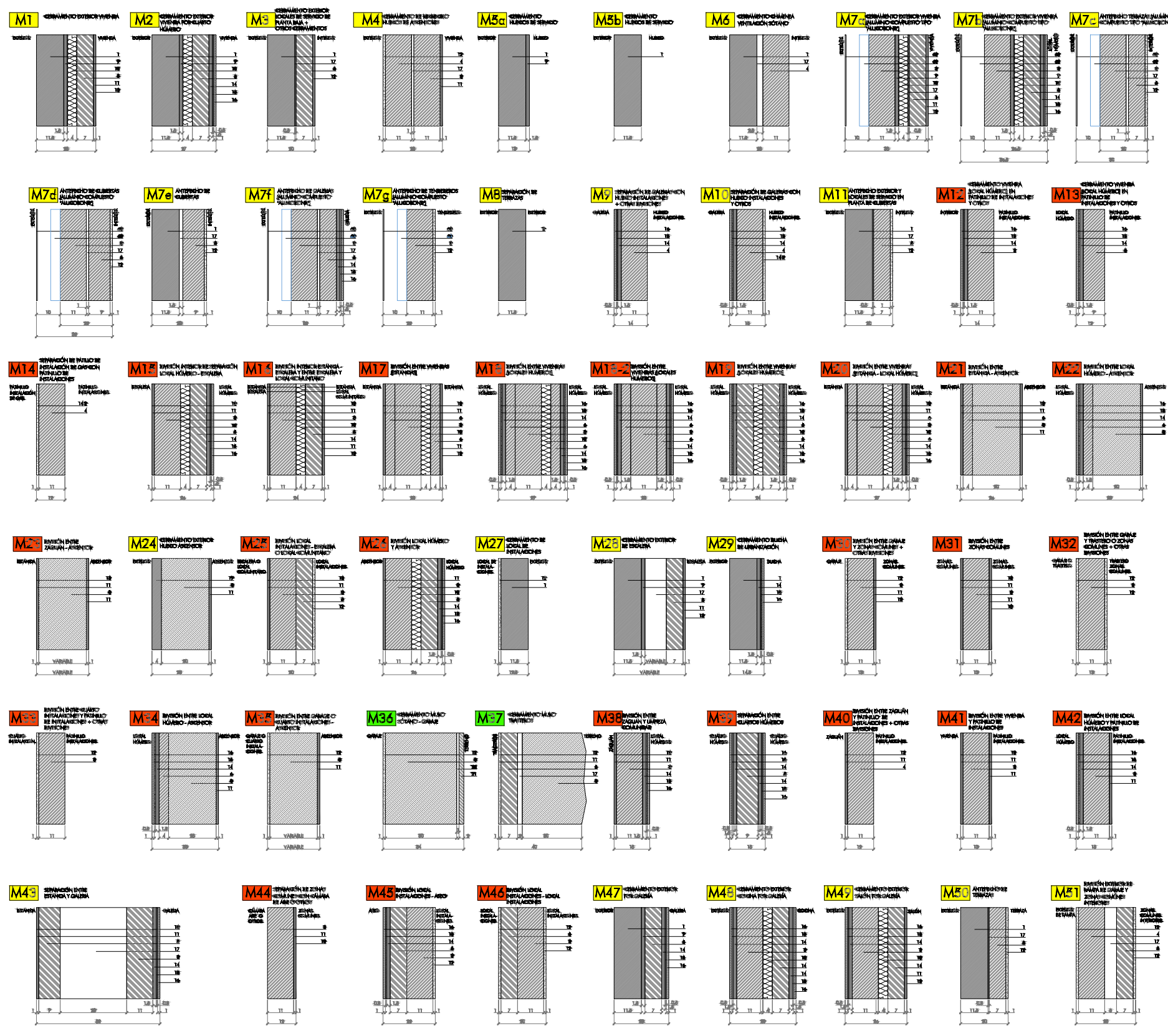
Nº de Plano:  
**8**

Escala:  
 1:400









**LEYENDA**

- 1 HERRAJE
- 2 HERRAJE
- 3 HERRAJE
- 4 HERRAJE
- 5 HERRAJE
- 6 HERRAJE
- 7 HERRAJE
- 8 HERRAJE
- 9 HERRAJE
- 10 HERRAJE
- 11 HERRAJE
- 12 HERRAJE
- 13 HERRAJE
- 14 HERRAJE
- 15 HERRAJE
- 16 HERRAJE
- 17 HERRAJE
- 18 HERRAJE
- 19 HERRAJE
- 20 HERRAJE
- 21 HERRAJE
- 22 HERRAJE
- 23 HERRAJE
- 24 HERRAJE
- 25 HERRAJE
- 26 HERRAJE
- 27 HERRAJE
- 28 HERRAJE
- 29 HERRAJE
- 30 HERRAJE
- 31 HERRAJE
- 32 HERRAJE
- 33 HERRAJE
- 34 HERRAJE
- 35 HERRAJE
- 36 HERRAJE
- 37 HERRAJE
- 38 HERRAJE
- 39 HERRAJE
- 40 HERRAJE
- 41 HERRAJE
- 42 HERRAJE
- 43 HERRAJE
- 44 HERRAJE
- 45 HERRAJE
- 46 HERRAJE
- 47 HERRAJE
- 48 HERRAJE

- Cerramientos en contacto con el aire.
- Cerramientos de compartimentación.
- Muros en contacto con el terreno.



Universitat Politècnica de València  
 Trabajo Final de Máster  
 Fecha: Septiembre de 2022  
 Título de Plano: Particiones y cerramientos

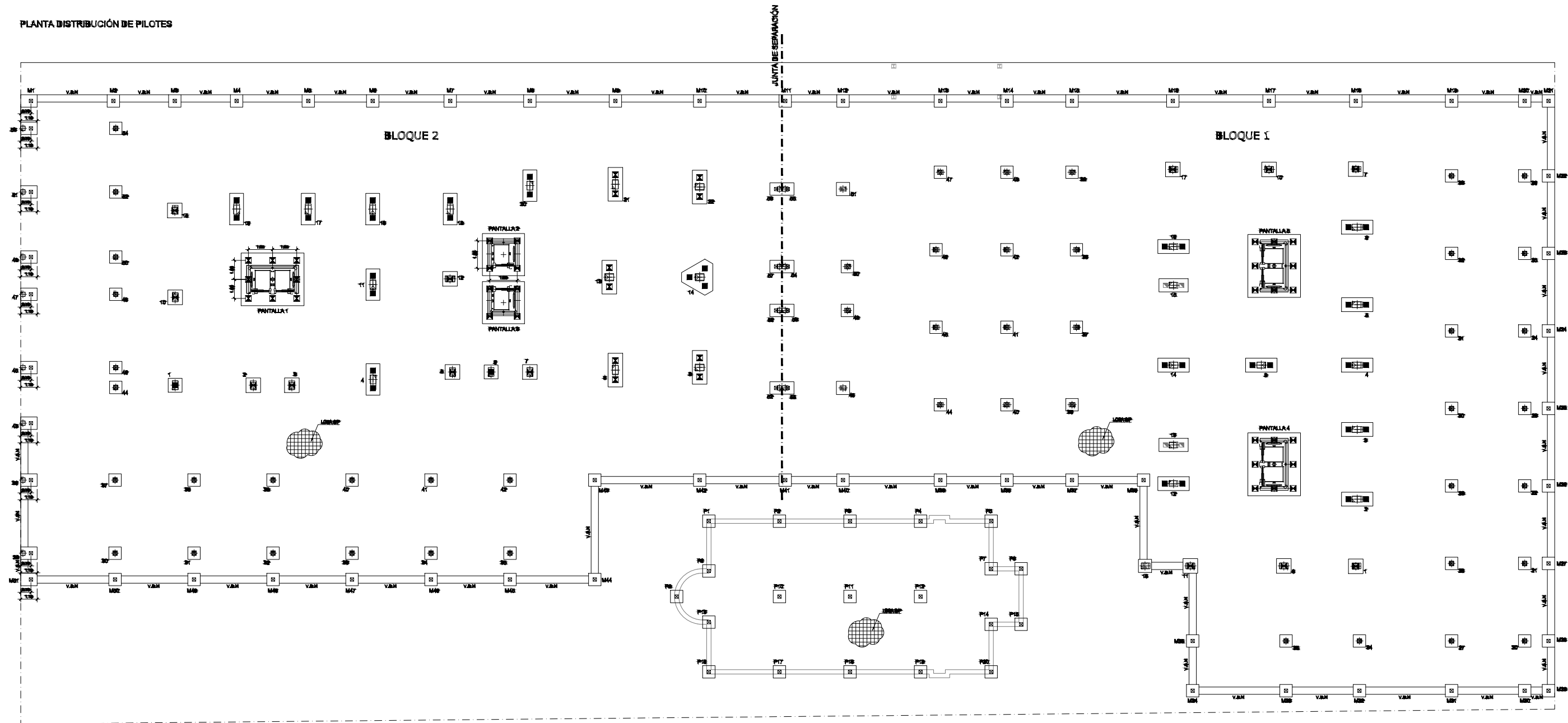
Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

Nº de Plano: **10**  
 Escala: S/E



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,  
 CANALES Y PUERTOS

PLANTA DISTRIBUCIÓN DE PILOTES



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGÚN EHE-08

DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN	TIPO	NIVEL DE CONTROL	GRUPO DE PUNTA
NOBILIDAD	PLATESTRIA ESQUEMÁTICO	H-AL-AL-2	DEFERENTE	V-1,2
ACERQUE	PLATESTRIA ESQUEMÁTICO	SI-01	-	-
ACERQUE	PLATESTRIA ESQUEMÁTICO	SI-02	NORMAL	V-1,2
UBICACIÓN	ESTRUCTURA DE HERRAMIENTA	-	NORMAL	PRESTACION V-1,2

© 2008 por el autor y el editor. Reservados todos los derechos. No se permite la explotación económica ni la transformación de esta obra. Queda permitida la impresión en su totalidad.



Universitat Politècnica de València  
Trabajo Final de Máster

Estudio de la interacción entre estructura y cerramientos de mampostería de fachada durante un terremoto y su aplicación a un edificio residencial en la Calle Torero Luís Francisco Esplá en la ciudad de Alicante

Fecha:  
Septiembre de 2022

Título de Plano:

Cimentación

Nº de Plano:

**11**

Escala:

1:400



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

