



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
BARCELONATECH
Escola d'Enginyeria de Barcelona Est

TRABAJO DE FIN DE GRADO

Grado en Ingeniería Mecánica

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE USO PÚBLICO



Memoria

Autores: Albi Villuendas, Joan / Martín Carles, Oscar
Director: Prats Bella, Ferran
Departamento: RMEE
Convocatoria: Enero 2019



Resumen

El objetivo principal de este trabajo es realizar un estudio del comportamiento sísmico de un edificio de uso público y como éste cambia en el tiempo. Para ello se ha utilizado el programa de simulación y cálculo de estructuras CYPECAD, se ha modelado el edificio en dicho programa y se ha comprobado su resistencia según normativa ante los seísmos que podrían ocurrir en la zona en la que ha sido construido. Se ha encontrado el valor de la reducción de resistencia equivalente del hormigón y se ha calculado un nuevo modelo con esta resistencia menor. Los resultados observados han estado satisfactorios ya que se ha observado que el edificio no sufre daños al aplicarle los seísmos tanto por normativa española como por normativa europea. Cabe destacar que el modelo incumple ciertas partes de la norma europea debido a la forma en la que ha sido diseñado, pero aun así pueden observarse los resultados de cálculo. La pérdida de resistencia con el tiempo no es demasiado importante, sin embargo, empieza a marcar la decadencia del edificio.

Resum

L'objectiu principal d'aquest treball es realitzar un estudi del comportament sísmic d'un edifici d'us públic i com aquest canvia en el temps. Per fer-ho s'ha emprat el programa de simulació i càlcul d'estructures CYPECAD, s'ha modelat l'edifici en el programa i s'ha comprovat la seva resistència segons normativa als sismes que podrien haver-hi a la zona on ha estat construït. S'ha buscat el valor de la reducció de resistència equivalent del formigó i s'ha calculat un nou model amb aquesta resistència menor. Els resultats observats han estar satisfactoris, ja que s'ha observat que l'edifici no pateix danys quan se li apliquen els terratrèmols tant de normativa espanyola com de la europea. Cal destacar que el model incompleix certes parts de la norma europea degut a la forma en la que va ser dissenyat però, això no impedeix observar els resultats de càlcul. La pèrdua de resistència de l'edifici al llarg del temps no es massa important, tot i així comença a marcar la decadència de l'edifici.

Abstract

The goal of this project is to study the behaviour of a public use building in the case of an earthquake and how it changes with time. To do so, we've used the simulation software CYPECAD which allowed us to model the building and, following the regulation, see if the structure would resist the type of earthquakes that could happen in the area. We found the equivalent value for the concrete's resistance reduction and a new model using this weaker resistance has been simulated. The observed results were satisfactory, given that the building does not show any damage when exposed to an earthquake either by the Spanish regulation or the European regulation. It is worth mentioning that the building violates certain aspects of the European regulation due to the way it is designed, but we are able to view the results anyway. The loss of resistance over time shows no significant effects, however, it hints at the start of the decadence of the building.

Agradecimientos

Nos gustaría agradecer la ayuda proporcionada por nuestro director de trabajo Ferran Prats por guiarnos durante la realización de este trabajo y a David Sánchez Molina, por resolvernos algunas dudas de CYPE. También nos gustaría agradecer al ayuntamiento de Esplugues de Llobregat por su amabilidad al proporcionarnos los planos del edificio en el cual se basa este trabajo. Por último, queríamos agradecer a Michael Stevens por despertar nuestra curiosidad en la ciencia.

Glosario

Conceptos:

Armado longitudinal: Armadura de acero paralela a la superficie horizontal de hormigón, o al eje longitudinal de un elemento estructural de hormigón, que absorbe los esfuerzos producidos por las cargas y fuerzas aplicadas.

Armado transversal: Armadura de un miembro de hormigón armado formado por barras diagonales que le permiten resistir las tensiones diagonales.

Armaduras:

AutoCAD: Programa de diseño asistido por ordenador para dibujo 2D y 3D. Ha sido utilizado para ver y modificar los planos.

Barra embebida: Barra metálica envuelta en un recubrimiento de hormigón.

Cimentación: Conjunto de elementos estructurales de una edificación cuya función es transmitir sus cargas al suelo, distribuyéndolas de forma que ni superen su presión admisible o cargas zonales.

Cubierta: Estructura de cierre superior, que sirve como cerramiento exterior, cuya función fundamental es ofrecer protección al edificio contra los agentes climáticos y otros factores.

CYPECAD: Programa para realizar el diseño, cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas para edificación y obra civil. Ha sido utilizado para modelar el edificio de estudio.

Ductilidad: Facilidad que poseen los metales para deformarse en frío sin romperse.

Espectro de respuesta elástico: Valor utilizado para medir la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta.

Forjado: Elemento estructural horizontal o inclinado que soporta su propio peso y las sobrecargas de uso, tabiquería, dinámicas, etc.

Grava: Árido que queda retenido por un tamiz de 4,76 mm. También llamada árido grueso.

Limo: Material compuesto de gránulos minerales no plásticos, que no oponen resistencia al secado, de diámetros comprendidos entre 0,002 y 0,05 mm.

Longitud de anclaje: Longitud de una barra de acero embutida en el hormigón más allá de su sección crítica.

Magnitud de onda en superficie: Variable que describe el tamaño de un seísmo en una escala sismológica.

Masas permanentes: Masas aplicadas sobre una estructura que incluyen el peso de la misma estructura más la de los elementos permanentes.

Módulo de deformación longitudinal: Relación entre la fatiga unitaria y la correspondiente deformación unitaria en un material sometido a un esfuerzo que está por debajo del límite de elasticidad del material. También llamado módulo de elasticidad o módulo de Young.

Pórticos: Armazón rígido formado por dos columnas y una viga superior.

Punzonamiento: Esfuerzo cortante elevado, debido a la reacción de la fuerza que desarrolla un pilar sobre una losa de hormigón armado.

Situaciones accidentales: Casos en los que el edificio recibe cargas y acciones las cuales no son propias de su funcionamiento habitual, tales como: terremotos, explosiones, impactos, etc.

Situaciones persistentes: Casos en los que el edificio no recibe cargas fuera de su funcionamiento habitual.

Sobrecarga de uso: Carga móvil o variable superior a la normal que actúa sobre una estructura.

Vinculación exterior: Dícese de cuando un elemento estructural nace en un elemento externo, que se supone que no permite que el extremo de dicho elemento sufra desplazamientos o giros.

Voladizo: Cualquier viga, travesaño u otro miembro estructural que se proyecta más allá de su miembro sustentante.

Variables:

a_b : Aceleración básica del terreno.

a_c : Aceleración sísmica de cálculo.

a_gR : Aceleración pico de referencia del suelo para terrenos tipo A.

a_gS : Aceleración del diseño según el tipo de suelo.

A_α : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

d : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

E_{cm} : Módulo de deformación longitudinal del hormigón

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

f_{cm} : Resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días de edad.

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón.

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura $A\alpha$.

h_{wi} : Altura de la pared 'i'.

k : Coeficiente de contribución.

k_w : Factor que refleja el modo de fallo prevalente en sistemas con muros.

l_{wi} : Longitud de la pared 'i'.

q_0 : Valor básico del factor de comportamiento.

R_{c0} : Resistencia a compresión del hormigón a los 0 años de edad.

R_{c60} : Resistencia a compresión del hormigón a los 60 años de edad.

s_t : Separación longitudinal entre armaduras transversales.

T_A : Período característico del espectro elástico de respuesta.

T_B : Periodo límite inferior de la rama de aceleración constante del espectro elástico de respuesta.

T_C : Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro elástico de respuesta.

T_D : Periodo de inicio de la rama de desplazamiento constante del espectro elástico de respuesta.

v_s : Velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno.

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

α_1 : Valor por el cual la acción de diseño sísmico horizontal se multiplica para alcanzar primero la resistencia a la flexión en cualquier miembro de la estructura, mientras que todas las demás acciones de diseño permanecen constantes.

α_u : Valor por el cual la acción de diseño sísmico horizontal se multiplica, para formar bisagras plásticas en una serie de secciones suficientes para el desarrollo de la inestabilidad estructural general, mientras que todas las demás acciones de diseño permanecen constantes.

β : Coeficiente de respuesta.

μ : Ductilidad de la estructura.

Índice

RESUMEN	I
AGRADECIMIENTOS	III
GLOSARIO	IV
1. PREFACIO	3
1.1. Origen del trabajo y motivación.....	3
1.2. Requerimientos previos	3
2. INTRODUCCIÓN	4
2.1. Objetivo del trabajo.....	4
2.2. Alcance del trabajo.....	4
3. OBJETO DE ESTUDIO	5
3.1. Historia y contexto	5
3.2. Ubicación y características	5
3.3. Contexto geotécnico	7
3.4. Datos generales del edificio	10
3.5. Parámetros de normativa	11
3.5.1. Parámetros conforme la NCSE-02	11
3.5.2. Parámetros conforme el Eurocódigo 8.....	15
3.6. Envejecimiento de la estructura	21
4. ADAPTACIÓN DE LOS PLANOS	24
4.1. Planos originales.....	24
4.2. Proceso de adaptación de los planos.....	27
5. MODELOS DE CÁLCULO	30
5.1. Modelo de 1 planta	30
5.2. Modelo de 5 plantas simplificado	33
5.3. Modelo simplificado con acción sísmica.....	37
5.4. Modelo real idealizado.....	41
5.5. Modelo real (normativa NCSE-02)	45
5.6. Modelo real (normativa Eurocódigo 08).....	49
5.7. Modelo real envejecido.....	51

6.	RESULTADOS	52
6.1.	Resultados de modelos intermedios	52
6.2.	Resultados del modelo final	65
6.2.1.	Según normativa española NCSE-02	65
6.2.2.	Según normativa europea Eurocódigo 08	69
6.3.	Resultados del modelo envejecido	74
7.	ANÁLISIS DE IMPACTO AMBIENTAL	81
8.	CONCLUSIONES	82
9.	PRESUPUESTO	84
	BIBLIOGRAFÍA	85

1. Prefacio

1.1. Origen del trabajo y motivación

Durante la carrera nos interesaron las asignaturas de estructuras y de resistencia de materiales, y para el trabajo de fin de grado quisimos hacer una ampliación de conocimientos en esos campos. El tema de acción sísmica también nos parecía un buen campo de trabajo, por lo que nos decidimos a trabajar con la dinámica de una estructura real bajo los efectos de un seísmo. Trabajar con un edificio real también era de nuestro interés puesto que podría servirnos para coger experiencia en este campo para posibles ofertas de trabajo futuras.

1.2. Requerimientos previos

Para realizar este trabajo ha sido necesario realizar un trabajo de autoaprendizaje en el campo de la dinámica de estructuras a partir de nuestra base en cinemática de estructuras y de bibliografía. Por otro lado, también ha sido necesario aprender por nuestra cuenta a hacer uso del programa CYPECAD, ya que nunca lo habíamos usado antes. Finalmente, también fue necesario contactar con el ayuntamiento de Esplugues de Llobregat para conseguir los planos del edificio a estudiar.

2. Introducció

Los terremotos son una catástrofe natural inevitable. Es por ello que a la hora de diseñar un edificio o estructura hay que tener en cuenta la posibilidad de que ocurran seísmos y medidas para que esta sea capaz de soportarlos sin ser dañada.

Es importante realizar estudios sísmicos en las estructuras para asegurar que en el caso de que un seísmo ocurra, estas sean lo más seguras posibles. Eso es especialmente importante en edificios de uso público, donde la cantidad de gente en ellos puede ser grande.

Con tal de evitar el riesgo que supondría tener una estructura que no resistiera a los movimientos de tierra, es importante realizar modelos en los que simular virtualmente las condiciones que esta tendría que aguantar.

Por último, ya que el edificio escogido lleva poco más de medio siglo construido, sería conveniente tener en cuenta los posibles efectos que el paso del tiempo pudiera tener sobre la estructura en el estudio.

2.1. Objetivo del trabajo

Conseguir los conocimientos necesarios para realizar un estudio sismológico y aplicarlos en un caso real. Aprender a usar las herramientas necesarias para realizar dicho estudio. Conseguir recrear un modelo lo más realista posible del edificio para usarlo en el estudio. Interpretar los resultados y ver lo que, teóricamente, aguantaría el edificio en el supuesto de que ocurriera un seísmo en la zona. Observar los efectos del envejecimiento de la estructura y comprobar las diferencias que ello conlleva en los resultados.

2.2. Alcance del trabajo

Realizar un estudio sismológico del edificio Puig Coca a partir de un modelo aproximado al edificio real realizado a partir del programa de análisis estructural CYPECAD. Analizar los efectos de los distintos seísmos que prevén las diferentes normativas aplicables (española y europea). Modificar las propiedades del hormigón para simular el envejecimiento de la estructura y observar sus efectos. Finalmente, analizar y comparar los resultados obtenidos para los diferentes modelos.

3. Objeto de estudio



Figura 3.1 - Centro Municipal Puig Coca

3.1. Historia y contexto

El edificio sobre el cual hemos realizado el estudio sísmológico es el Centro Municipal Puig Coca, un edificio que comenzó como una escuela pública construida en 1964 para cubrir la alta demanda de la época.

Hoy en día es un centro municipal destinado a los equipos de atención social de los diferentes barrios de la ciudad, así como la oficina de dinamización económica y comercial, la oficina municipal de información al consumidor, la oficina de ayuda al inmigrante, la oficina de empresa y empleo y el servicio local de catalán. Todo y que en los pisos superiores se continúan impartiendo clases de música y cerámica.

3.2. Ubicación y características

El edificio está situado en la ciudad de Esplugues de Llobregat (situada entre Barcelona y Cornellá), adjuntamos aquí el plano del emplazamiento proporcionado por el Ayuntamiento de Esplugues.



Figura 3.2.1 - Planos de emplazamiento de Espluges de Llobregat. Ofrecido por el ayuntamiento de Espluges de Llobregat

Situándonos más de cerca, podremos apreciar mejor el edificio a estudiar.

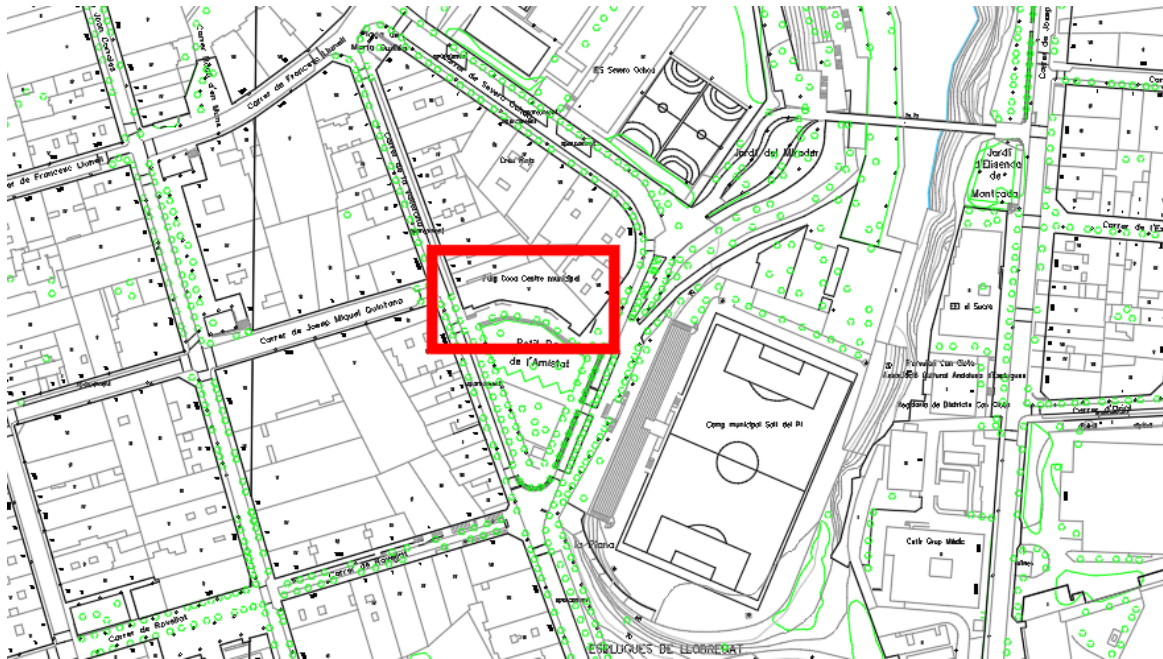


Figura 3.2.2 - Plano de emplazamiento de Espluges de Llobregat, área circundante al edificio de estudio

Finalmente, ofrecemos una vista aérea del edificio.

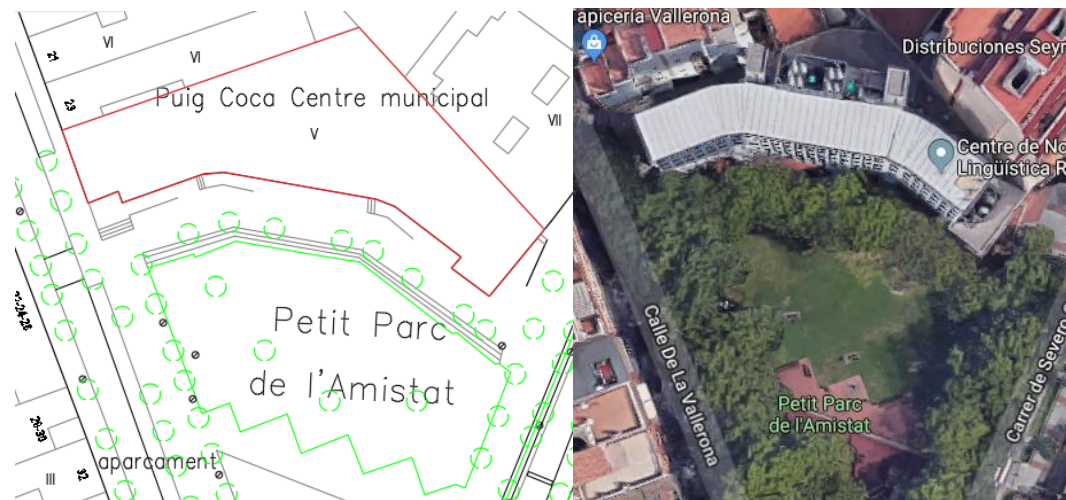


Figura 3.2.3a - Vista aérea según los planos de emplazamiento; Figura 3.2.3b - Vista aérea del edificio según Google Maps

El edificio se sitúa en el centro de una manzana triangular, al pie de un parque llamado Petit Parc de l'Amistat. Pese a que la planta baja está tocando con dos edificios (como puede observarse en las partes izquierda y derecha superior), éstos no comparten medianera con el edificio y, por lo tanto, serán obviados a la hora de realizar el estudio sísmico. El edificio consta de 5 plantas, una planta baja y 4 plantas superiores. La planta baja tiene una forma de la fachada diferente a las otras 4, su forma es igual a la silueta resaltada en la Figura 3.2.3a.

3.3. Contexto geotécnico

Dado que no pudimos obtener la memoria de construcción del edificio, para obtener la información del tipo de suelo recurrimos a un estudio geotécnico de la ciudad de Barcelona realizado en 2002 por un equipo de geólogos constituido por Albert Ventayol, Joan Palau y Antoni Roca.

En él se muestra un mapa donde se clasifican los tipos de suelo del llano de Barcelona, en el cual se encuentra incluida la zona correspondiente a Esplugues de Llobregat, incluyendo el suelo sobre el cual está edificado el Centro Municipal Puig Coca.

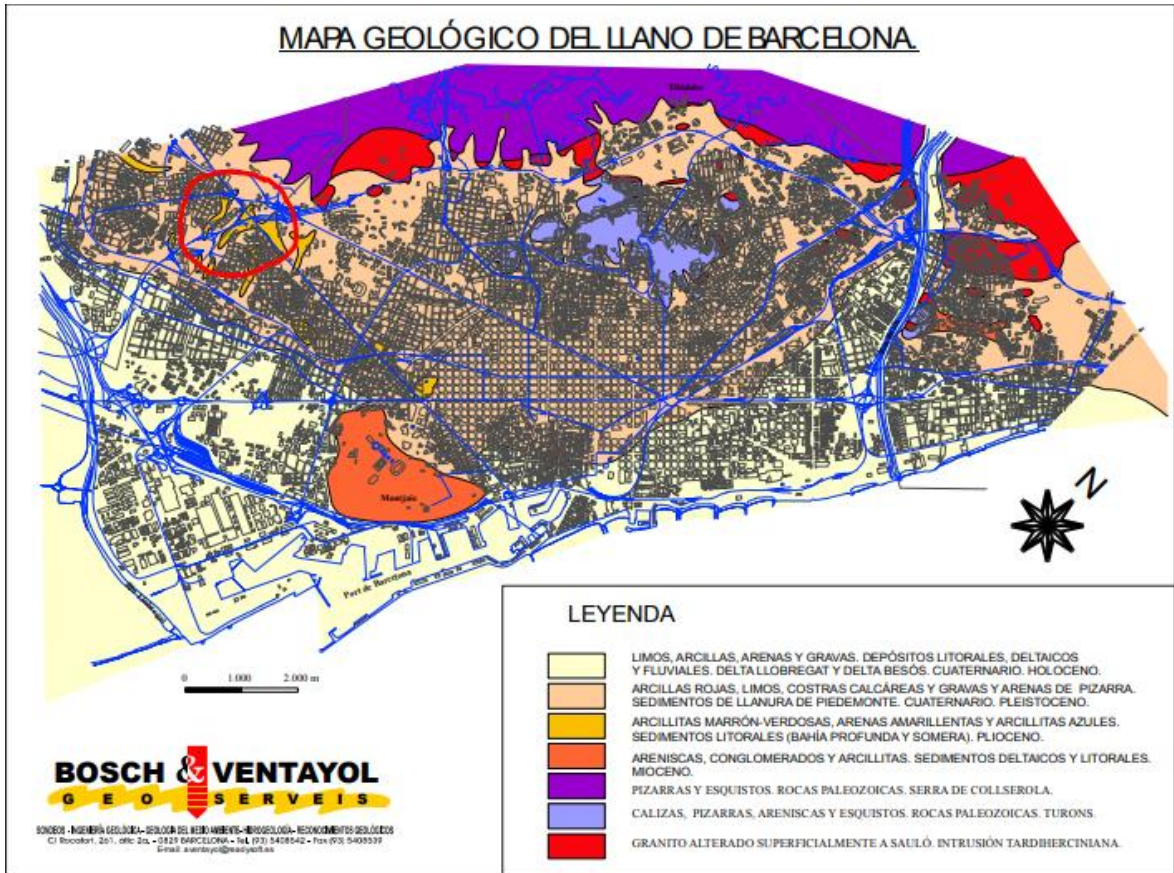


Figura 3.3.1 - Mapa geològic simplificada de Barcelona. Extraïdo del estudi 'El contexte geotècnic de la ciutat de Barcelona', per Ventanyol, Albert; Palau, Joan; Roca, Antoni.

Este mapa muestra las diferentes zonas de Barcelona con un tipo de suelo predominante en diferentes colores, indicados en la leyenda. El edificio Puig Coca se encuentra en la zona indicada por el círculo rojo, la cual corresponde a una parte de Esplugues de Llobregat. Como puede apreciarse, en esta zona hay dos tipos de suelo diferentes, un tipo de suelo predominado por arcillas rojas, limos, costras calcáreas y gravas y arenas de pizarra (indicado en la leyenda con un color rosáceo); y un tipo de suelo predominado por arcillitas marrón-verdosas, arenas amarillentas y arcillitas azules (indicado en la leyenda con un color amarillento). En la siguiente imagen puede apreciarse más de cerca la zona para distinguir sobre de estos dos tipos de suelo está construido el edificio.

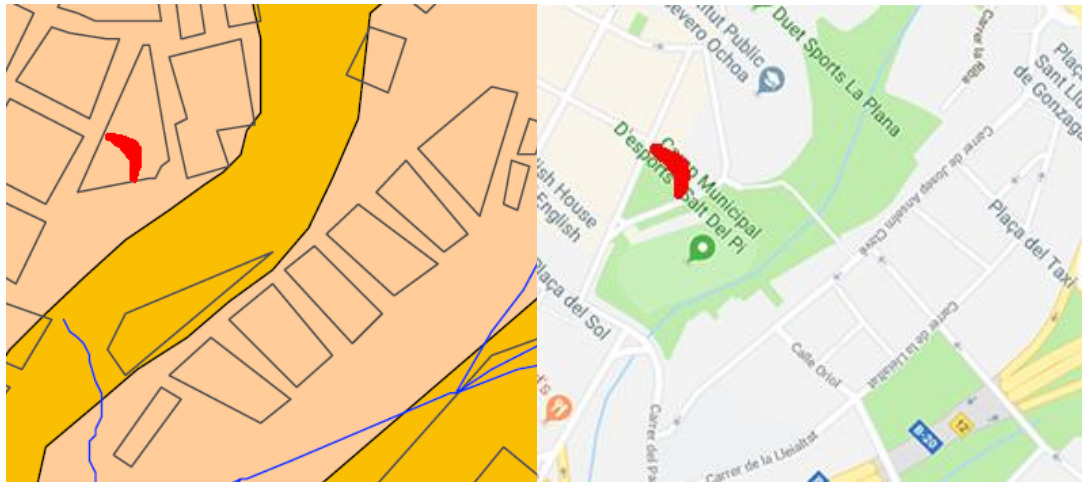


Figura 3.3.2 - Tipo de suelo del área circundante al edificio y comparativa del área respecto a Google Maps

Nótese que la manzana con forma triangular que aprecia en ambos mapas coincide con la misma manzana de forma triangular vista en la *Figura 3.2.2*. El edificio Puig Coca se encuentra situado aproximadamente en las zonas marcadas en rojo de las imágenes. Comparando el mapa geotécnico con el mapa real consultado en Google Maps, podemos observar que el edificio se encuentra construido sobre el primer tipo de suelo mencionado, marcado en el color rosáceo.

Sin embargo, estos tipos de suelo no indican un único tipo de roca o arcilla del cual está formado el suelo, si no los elementos más predominantes de éste. En nuestro caso son: arcillas rojas, limos, costras calcáreas y gravas y arenas de pizarra, sedimentos de llanura de piedemonte. Como se encuentran indicados en la leyenda del mapa geotécnico de la *Figura 3.3.1*.

De modo que para concretar mejor la composición del terreno del edificio de estudio nos volvemos a referir al mismo estudio geotécnico, en el cual al analizar la litología y estructura de las formaciones superficiales cuaternarias del pleistoceno en llanuras de piedemonte (Punto 3.2) citan lo siguiente:

“A grandes rasgos se pueden distinguir cuatro subunidades:

- *La serie cíclica tal y como ha sido definida, y que se extiende por el sector central y bajo de la ciudad.*
- *La formación detrítica, ya mencionada, con mayor presencia de gravas y de niveles de gravas de pizarra. Se extiende al pie de los relieves montañosos, así como en los niveles basales cuaternarios.*
- *Sectores muy carbonatados, con costras calcáreas de más de un metro de potencia. Su distribución es irregular, pero son particularmente frecuentes al pie de los Serrats de la Rovira. En la zona del Turó de la Peira se han observado costras de 3-4 m de potencia.*

- *Finalmente una zona donde las arcillas rojas son poco abundantes, y está mayoritariamente formada por limos. Esta zona se sitúa entre Esplugues, Cornellà i L'Hospitalet.”*
 (Ventanyol, Palau, & Roca, 2002)

Si nos fijamos en el cuarto punto, se menciona que la zona situada entre Esplugues, Cornellà y L'Hospitalet está formada mayoritariamente por limos. En base a esto, hemos tomado este tipo de terreno para el edificio de estudio.

Al estar el suelo conformado mayoritariamente por limos, los valores de tensión admisible en situaciones persistentes y accidentales son:

Tensión admisible en situaciones persistentes	1,20	kp/cm ²
Tensión admisible en situaciones accidentales	1,80	kp/cm ²

Tabla 3.3.1 - Tensión admisible del suelo conformado por limos. Extraído de CYPECAD

3.4. Datos generales del edificio

Tras realizar el modelado final del edificio siguiendo las dimensiones proporcionadas por los planos junto con algunas sugerencias de nuestro director respecto a materiales y elementos estructurales, hemos podido observar los siguientes valores de superficies y volúmenes del edificio.

Superficies y volúmenes - Resumen total obra	
Superficie total	5930.06 m ²
Superficie total forjados	5591.01 m ²
Losas macizas	1970.91 m ²
Losas de cimentación	3620.10 m ²
Superficie en planta de vigas, zunchos y muros:	307.66 m ²
Superficie lateral de vigas, zunchos y muros	376.65 m ²
Hormigón total en vigas	52.76 m ³
Vigas	52.76 m ³
Volumen total forjados	3125.07 m ³
Losas macizas	591.00 m ³
Losas de cimentación	2534.07 m ³

Tabla 3.4.1 – Resumen de superficies y volúmenes. Extraído de CYPECAD

3.5. Parámetros de normativa

Las distintas normativas sísmicas tienen en cuenta distintas características dependiendo del tipo de edificio a estudiar, su importancia en caso de emergencia y el terreno donde se encuentran.

3.5.1. Parámetros conforme la NCSE-02

Esta norma tiene como finalidad evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y coste económico que puedan ocasionar los terremotos a base de proporcionar los criterios a seguir en territorio español para la consideración de la acción sísmica en proyectos de construcción, reforma y conservación de edificaciones y obras. Para aplicar correctamente esta norma hay que tener en cuenta los siguientes parámetros:

Clasificación de las construcciones (apartado 1.2.2): Para tener en cuenta lo vitales que son las funciones del edificio en caso de emergencia y el riesgo para la gente que supone el colapso de la estructura, se usa el parámetro tipo de construcción. Este define si el estudio es necesario y lo estricto que es el sismo con el que se hace. En nuestro caso, se considera un tipo de construcción de importancia normal, porque el colapso de la estructura puede producir víctimas e interrumpir un servicio para la sociedad. Como el servicio producido por el edificio no es vital, no se considera de importancia especial.

Clasificación del Terreno (Apartado 2.4): Como se ha comentado en el apartado anterior, el suelo donde descansa nuestra construcción está predominado por limos, junto con una mezcla de capas de arcillas rojas, gravas y costras calcáreas. Desafortunadamente, desconocíamos la exacta composición y compactación de las distintas capas del terreno que sería necesario tener en cuenta según la norma. Lo que sí pudimos hacer fue comparar el contexto geotécnico descrito con anterioridad con los tipos de suelos que contempla la normativa:

Tipo de Terreno	Descripción	Velocidad de Propagación de las Ondas Elásticas Transversales (v_s)	Coficiente C
I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso.	$v_s > 750$ m/s	1,0
II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros.	750 m/s $\geq v_s > 400$ m/s	1,3
III	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme.	400 m/s $\geq v_s > 200$ m/s	1,6
IV	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando.	$v_s \leq 200$ m/s	2,0

Tabla 3.5.1.1 – Clasificación del terreno según normativa NCSE-02

Viendo los tipos posibles se puede concluir que el suelo que se encuentra bajo el edificio es un suelo de Tipo III.

Valores de la aceleración sísmica básica y del coeficiente de contribución (Anejo 1): Para el correcto cálculo de la susceptibilidad del edificio a resistir un seísmo, también hay que tener en cuenta la peligrosidad sísmica del terreno. Esta se controla principalmente con dos factores, la aceleración básica del terreno (a_b), que contempla la aceleración horizontal de la superficie del terreno, y el coeficiente de contribución (k), que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados según la peligrosidad sísmica de cada punto. Estos datos dependen del lugar donde se construye el edificio y son proporcionados en la normativa en forma de lista. Para Esplugues de Llobregat, dichos datos son:

Municipio	a_b/g	k
Esplugues de Llobregat	0,04	1,0

Tabla 3.5.1.2 – Parámetros normativos de aceleración sísmica básica y coeficiente de contribución

Masas que intervienen en el cálculo (Apartado 3.2): Debido al uso, ubicación e instalaciones del edificio hay que tener en cuenta unas masas extra a la hora de aplicar la normativa. Estas se tienen en cuenta junto a las masas correspondientes de la propia estructura y las masas permanentes en forma de una fracción de las masas restantes. El valor de dicha fracción depende del caso de sobrecarga y está regulado de la siguiente forma:

Tipo de Sobrecarga	Fracción de Masa
Sobrecarga de uso en viviendas, hoteles y residencias	0,5
Sobrecarga de uso en edificios públicos, oficinas y comercios	0,6
Sobrecarga de uso en locales de aglomeración y espectáculos	0,6
Sobrecarga de uso en almacenes, archivos, etc.	1,0
Sobrecarga de nieve, siempre que esta permanezca más de 30 días al año	0,5
Sobrecarga de tabiquería	1,0
Piscinas o grandes depósitos de agua	1,0

Tabla 3.5.1.3 – Masa extra de sobrecarga según normativa NCSE-02

En el caso del edificio de estudio, solo se tuvo en cuenta una sobrecarga de uso de valor 0,6 por tratarse de un edificio de uso público.

Coefficiente de respuesta β (Apartado 3.7.3.1): El último parámetro a tener en cuenta para el cálculo es el de ductilidad de la estructura. La norma describe cuatro casos de ductilidad en función del material y disposición de los elementos estructurales del edificio: ductilidad muy alta ($\mu = 4$), ductilidad alta ($\mu = 3$), ductilidad baja ($\mu = 2$) y sin ductilidad ($\mu = 1$). El edificio a estudiar, tiene elementos estructurales que coinciden con la definición dada para el caso de “ductilidad baja”, ya que ese contempla soportes de acero u hormigón con núcleos o pantallas verticales de hormigón armado. Así mismo, esta categoría también incluye pórticos metálicos que confinan muros de hormigón armado y muros de carga de hormigón armados transversal y verticalmente. Finalmente, esta categoría establece que la estructura no debe cumplir las condiciones como para ser “de ductilidad alta”. Estas consisten en que la resistencia de acciones horizontales se consiga mediante pantallas no acopladas de hormigón armado o mediante diagonales metálicas a tracción; que

cuando hay estructuras con vigas de hormigón armado estas sean de canto; y que el dimensionado y detalle aseguren la formación de mecanismos de disipación de energía mediante histéresis repartidos por toda la estructura. El edificio no cumple estas condiciones, por lo que es una estructura de ductilidad baja. El coeficiente μ sirve para conseguir el valor del coeficiente β , que viene dado por la siguiente tabla:

TIPO DE ESTRUCTURA	COMPARTIMENTACIÓN DE LAS PLANTAS	Ω (%)	COEFICIENTE DE COMPORTAMIENTO POR DUCTILIDAD			SIN DUCTILIDAD ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
HORMIGÓN ARMADO O ACERO LAMINADO	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
MUROS Y TIPOS SIMILARES	Compartimentada	6	-	-	0,46	0,93

Tabla 3.5.1.4 – Valor del coeficiente β según normativa NCSE-02

Con todos los datos se pudo concluir que valor del coeficiente β del edificio a estudiar es de 0,50.

Espectro de respuesta elástica (Apartado 2.3): Con todos esos parámetros pudimos obtener el espectro de respuesta elástica necesario para realizar el estudio. En este caso, es el siguiente:

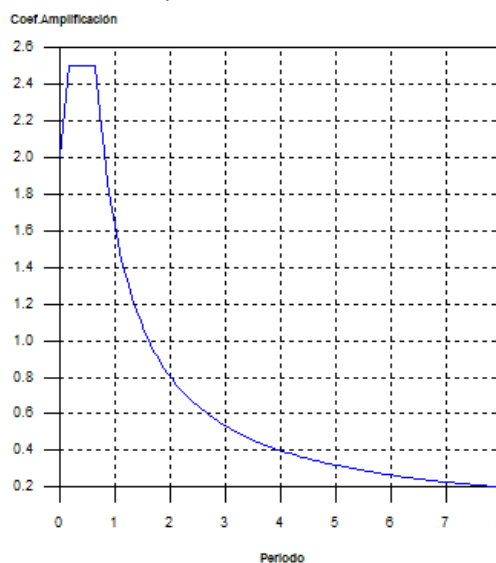


Figura 3.5.1.1 – Espectro de respuesta sísmica correspondiente según normativa NCSE-02

a_c : Aceleración sísmica de cálculo (NCSE-02, 2.2)	a_c : 0.051 g
k : Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)	k : 1.00
T_A : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)	T_A : 0.16 s
T_B : Periodo característico del espectro (NCSE-02, 2.3)	T_B : 0.64 s

NCSE-02 (3.6.2.2)

3.5.2. Parámetros conforme el Eurocódigo 8

Igual que la NCSE-02, el Eurocódigo 8 tiene la función de asegurar que, en el caso de que se produzca un seísmo, las vidas humanas queden protegidas, que los daños causados sean limitados y que las estructuras importantes para la protección civil se mantengan operativas.

Case y factores de importancia (Apartado 4.2.5): Del mismo modo que la NCSE-02, el Eurocódigo 8, tiene previsto un sistema para clasificar la importancia del edificio dependiendo del riesgo que suponga su caída para las vidas humanas, la economía de la zona y de la afectación que tenga en el periodo de justo después del terremoto. Las distintas clasificaciones, con su variable asociada, son las siguientes:

Clase de Importancia	Edificios	Factor de Importancia γ_i (valores recomendados)
Tipo I	Edificios de importancia menor para la seguridad pública.	0,8
Tipo II	Edificios ordinarios, que no pertenecen a las demás categorías.	1,0
Tipo III	Edificios cuya resistencia sísmica es importante debido a las consecuencias asociadas a su colapso.	1,2
Tipo IV	Edificios cuya integridad en caso de producirse un seísmo es vital para la población civil.	1,4

Tabla 3.5.2.1 – Factor de importancia según normativa del Eurocódigo 8

El edificio de estudio se consideró de tipo III y, por lo tanto, se usó un factor de importancia de 1,2 en el cálculo. Esto es debido a que al disponer de aulas donde se hace clase y de un auditorio, el número de víctimas podría ser muy elevado en caso de colapsar la estructura.

Identificación del tipo de suelo (Apartado 3.1.2): Como se ha discutido con anterioridad, el tipo de suelo es un factor muy relevante en el comportamiento de la estructura en caso de acción sísmica. El Eurocódigo tiene en cuenta los siguientes tipos:

Tipo de terreno mediano	Descripción del perfil estratigráfico	Parámetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (golpes/30cm)	c_u (kPa)
A	Roca compacta o suelo cementado aflorante o con una capa de suelo superficial de espesor menor de 5m.	> 800	-	-
B	En las decenas de metros más superficiales, predominio de suelos granulares densos o suelos cohesivos duros o presencia de capas delgadas de suelos granulares sueltos o cohesivos blandos.	360 - 800	> 50	> 250
C	En las decenas de metros más superficiales, predominio de suelos granulares de compacidad media o suelos cohesivos de consistencia firme o muy firme o presencia de capas de bastante espesor de suelos granulares sueltos o cohesivos blandos.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	En las decenas de metros más superficiales, predominio de capas de gran espesor de suelos granulares sueltos o cohesivos blandos.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de suelo consistente de una capa superficial de aluvión con valores de v_s de tipo C o D y una profundidad que va de 5 a 20 metros, con una capa de material más duro debajo con una $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Suelos consistiendo, o conteniendo, una capa de al menos 10m de espesor, de arcillas o limos blandos, de alta plasticidad ($IP > 40$) y con alto contenido de humedad.	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S_2	Suelos formados por arenas licuables o arcillas susceptibles, u otro perfil de suelos no contenido en los tipos A-D o S_1 .			

Tabla 3.5.2.2 – Clasificación del terreno según normativa del Eurocódigo 8

La normativa estipula que la elección del tipo de suelo debe hacerse conforme el valor de v_s registrado en la zona. En este caso se desconocía el valor exacto, por lo que se usaron los valores

elegidos con anterioridad a la hora de hacer el cálculo conforme la NCSE-02. En dicho caso se usó un suelo de tipo III, que tiene un valor de v_s de entre 200 y 400 m/s.

Lo que más se le aproxima en el Eurocódigo son los suelos de tipo C, con un valor de v_s de entre 180 y 360 m/s, así que el terreno se ha considerado de ese tipo.

Representación de la acción sísmica (Apartado 3.2.2): Para poder realizar los cálculos para evaluar la estructura, se necesita un seísmo que aplicar. La normativa prevé que cada regulación nacional ofrezca el espectro de respuesta elástico a usar, pero como ya se ha usó el nacional en el apartado anterior, se usaron los seísmos tipo que ofrece la normativa europea. Para elegir entre los dos tipos, la normativa dicta que si los terremotos que más contribuyen al peligro sísmico del lugar tienen una magnitud de onda en superficie inferior a 5,5 se use el tipo 2. Este valor está definido en el apartado 3.2.1 (2) c) del anexo 2 de la normativa regional española del Eurocódigo, donde se define que en zonas donde $k \leq 1,1$ la magnitud de onda en superficie a tener en cuenta es de 6. Por ello, usamos el espectro de tipo 1 para el análisis.

Aceleración horizontal pico de referencia (Apartado 3.2.1): El Eurocódigo 8 tiene previsto el uso de este parámetro para tener en cuenta la peligrosidad de los seísmos en una región concreta. Los valores de esta variable se encuentran en los anexos de cada país, y en el caso de España están clasificados por latitud y longitud en el Anexo 5. Por ello hay que encontrar primero los valores de latitud y longitud del edificio. Se ha usado Google Maps para encontrar dichos valores, obteniendo que el edificio se encuentra a una latitud de 41.37 y a una longitud de 2.09, ambos valores en grados decimales. Con esos datos se puede ir a buscar el valor de la aceleración horizontal pico de referencia ($a_{g,R}$) en la tabla del anexo, encontrando:

Longitud	Latitud	k	$a_{g,R}$
2.1	41.4	1.0	0.084

Tabla 3.5.2.3 – Aceleración horizontal pico de referencia según normativa del Eurocódigo 8

Criterios para la regularidad en altura (Apartado 4.2.3.3): Otro aspecto a tener en cuenta en la normativa es la regularidad del edificio, ya que eso cambia la distribución de las cargas. Para que el edificio sea considerado regular, tiene que cumplir ciertas características, entre ellas que los elementos estructurales sean continuos y que las proporciones del edificio se mantengan dentro de unos ciertos rangos. Esta última condición tiene que cumplir distintos parámetros dependiendo de si el cambio de sección de la estructura se encuentra por encima o por debajo del 15% de la altura del edificio. Las medidas que usamos para comprobarlos son las siguientes:

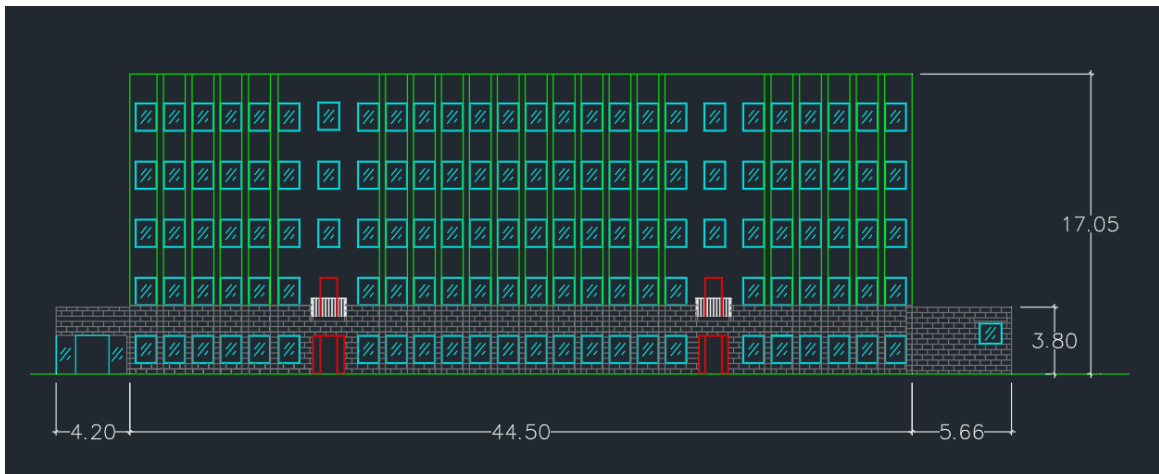


Figura 3.5.2.1 – Plano de sección del Centro Municipal Puig Coca. Ofrecido por el ayuntamiento de Esplugues de Llobregat.

Haciendo el siguiente cálculo se pudo comprobar si pasa o no del 15%:

$$\left(\frac{3,80}{17,05}\right) \cdot 100 = 22,29\% \quad (3.5.2.1)$$

Como sobrepasa el 15%, se usó el siguiente criterio para ver si es regular:

Si $(L_3 + L_1) / L$ es menor a 0,2 es regular, si no es irregular.

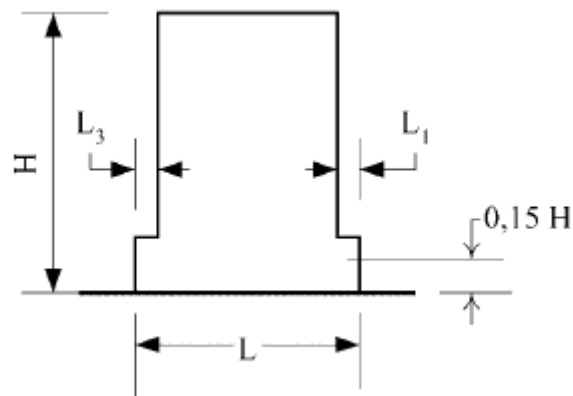


Figura 3.5.2.2 – Esquema ilustrativo para la condición de regularidad o irregularidad de un edificio. Extraído del Eurocódigo 8

Este cálculo dio como resultado 0,2216. Lo que significa que el edificio no es regular en altura.

Métodos de análisis (Apartado 4.3.3): La normativa describe dos métodos de realizar el análisis, mediante el método de la fuerza lateral equivalente y mediante el método modal espectral (para más información sobre este método, consulte el anexo A.4). El método modal espectral se puede aplicar a todas las estructuras, mientras que el método de la fuerza lateral equivalente requiere que se cumplan ciertas condiciones en la estructura para ser usado. Como una de esas condiciones es que el edificio mantenga regularidad en altura, en este caso se usó el método modal espectral.

Parámetros de cálculo: Del mismo modo que en la norma anterior, el cálculo requiere que se tengan en cuenta las distintas sobrecargas que pueden ocurrir en el edificio. Esta vez, pero, la normativa no proporciona valores específicos para esas sobrecargas, de modo que usamos las especificadas en la NCSE-02. En el caso de estudio, solo hay que tener en cuenta una sobrecarga de uso de valor 0,6 por tratarse de un edificio de uso público.

Tipos de estructura y factores de comportamiento (Apartado 5.2.2): Para poder encontrar el factor de comportamiento primero de todo hay que comprobar si el edificio pertenece a la categoría DCM (ductilidad media) o DCH (ductilidad alta), ya que la estructura no está en una zona lo suficientemente segura como para que el edificio sea de ductilidad baja. Para que el edificio cumpliera para ser de ductilidad baja, se hubo que cumplir que: $a_g S \leq 0,1g$. Al hacer los cálculos encontramos que:

$$a_g S = a_g R \cdot \gamma I \cdot S = 0,084g \cdot 1,2 \cdot 1,15 = 0.11592g \quad (3.5.2.2)$$

Por otro lado, el edificio no cumple las condiciones para ser de ductilidad alta, por ello entra en la categoría DCM. Sabiendo eso se puede mirar que factor se ha aplicar al edificio dependiendo de cómo sea la estructura en cada uno de los ejes. Los tipos que prevé la norma son los siguientes:

Tipo de estructura	Valores de q_0 para edificios DCM
Sistema FRAME, sistema dual o sistema de paredes acopladas	$3,0 \cdot (\alpha_u / \alpha_1)$
Sistema de paredes desacopladas	3,0
Sistema torsionalmente flexible	2,0
Sistema de péndulo invertido	1,5

Tabla 3.5.2.4 – Valor de q_0 según normativa del Eurocódigo 8

De esas categorías el edificio que calculamos pertenece a la de sistema dual, debido a que tiene tanto columnas como paredes desacopladas como elementos estructurales, lo que da una $q_0=3,0 \cdot (\alpha_u/\alpha_1)$. Una vez definido el tipo de estructura, hay que reducir un 20% el valor de la q_0 , para compensar que la estructura sea irregular en altura. Esto deja a una $q_0=3,0 \cdot (\alpha_u/\alpha_1) \cdot 0,8$. El siguiente paso es encontrar el valor de (α_u/α_1) , que en este caso está definido en la normativa. Según ésta, para un sistema dual de pared equivalente el valor de esta división es de 1,2, lo que deja un valor de $q_0=3,0 \cdot 1,2 \cdot 0,8=2,88$. Esa q_0 se puede usar para averiguar el valor de q , que es el factor de comportamiento que se usó en el cálculo. Para encontrar este, primero tuvimos que encontrar el valor de k_w que, para un edificio de sistema dual de pared equivalente, se obtiene así: $k_w=(1+\alpha_0)/3$. Esto nos llevó a encontrar el valor de α_0 , que pudo obtenerse de la expresión $\alpha_0=Eh_{wi}/El_{wi}$, donde h_{wi} es la altura de la pared "i" y l_{wi} es la longitud de la pared "i". Tras hacer ese cálculo, obtuvimos que $\alpha_0=1,26$. Ese número lo usamos para obtener k_w , obteniendo $k_w=0,754$. Finalmente, con esos datos, obtuvimos el valor del factor de comportamiento:

$$q = q_0 * k_w = 2,88 * 0,754 = 2,17 \quad (3.5.2.3)$$

Espectro de respuesta elástica (Apartado 3.2.2): Finalmente, con los parámetros encontrados se pudo encontrar el espectro de respuesta elástico que se usó para el estudio. El espectro en cuestión se trata del siguiente:

T_B : Periodo límite inferior de la rama de aceleración constante del espectro (EN 1998-1, Tabla 3.2 y 3.3)	T_B : 0.20 s
T_C : Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (EN 1998-1, Tabla 3.2 y 3.3)	T_C : 0.60 s
T_D : Periodo de inicio de la rama de desplazamiento constante del espectro (EN 1998-1, Tabla 3.2 y 3.3)	T_D : 2.00 s

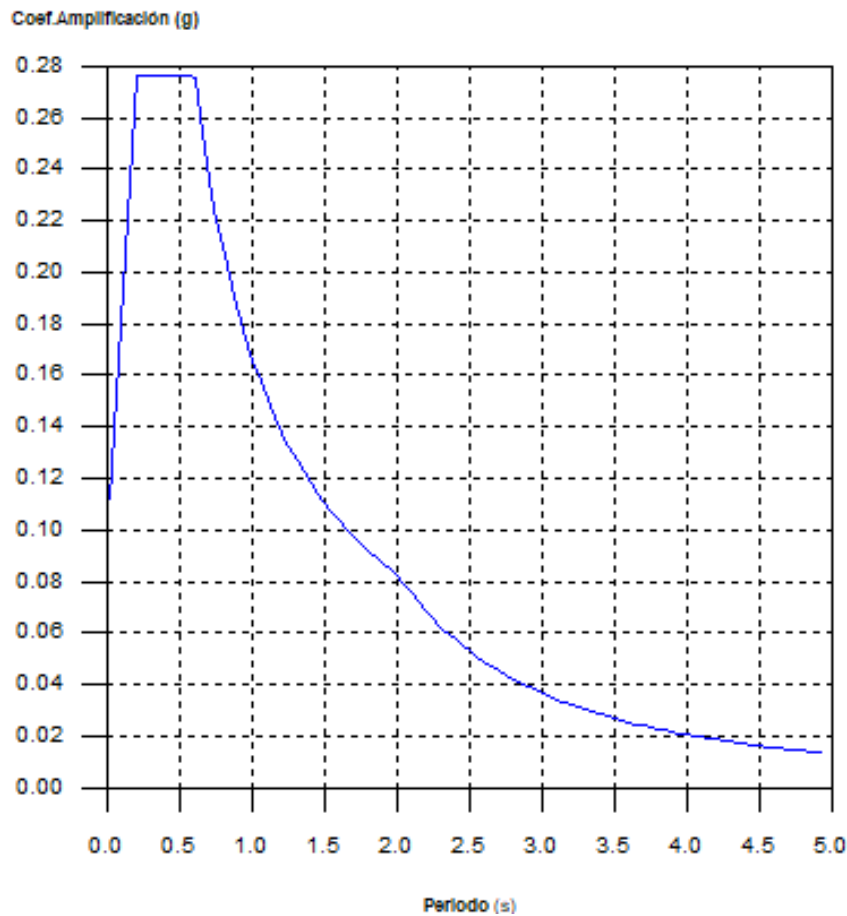


Figura 3.5.2.3 – Espectro de respuesta sísmica elástica según normativa del Eurocódigo 8

3.6. Envejecimiento de la estructura

El edificio Puig Coca fue construido en 1964, lo que significa que los elementos estructurales llevan 54 años en uso. En todo ese tiempo es un hecho que se ha producido un cierto deterioro de la estructura a causa de diversos factores, implicando que su resistencia estructural no es la misma que la que tenía recién construido. En este apartado se estudió el efecto del envejecimiento de la estructura en el estudio sísmico. Para este estudio nos centramos en el efecto que tiene el paso del tiempo sobre el hormigón, ya que es la fundación de la mayoría de estructuras de carga del edificio y el efecto que sufre es muy marcado. Hay muchos factores que contribuyen a la pérdida de resistencia a compresión del hormigón, entre ellos destacan la temperatura, la humedad, los ciclos de hielo-deshielo, la precipitación, la carbonatación por dióxido de carbono, la corrosión inducida por cloruros, la oxidación de la armadura, golpes e impactos, ataque por sulfatos y por la reacción álcali-árido.

Todos esos factores varían mucho dependiendo de las condiciones ambientales, del uso y del mantenimiento que reciba la estructura. Así que, poder tener esos factores en cuenta, buscamos estudios con valores de resistencia de edificios reales a lo largo de los años. Entre esos nos llamó la atención un estudio llamado “*Probabilistic Model for Long-Term Time-Dependent Compressive Strength of Concrete in Existing Buildings*” dedicado a crear un modelo probabilístico del comportamiento del hormigón armado a lo largo del tiempo. Dicho estudio usó 1923 sets de datos para comprobar y calibrar el modelo en distintos tipos de hormigón. Al usar esa base de datos de casos reales, se tiene en cuenta un amplio abanico de niveles de corrosión y de daños a la estructura, por lo que ofrece una predicción bastante sólida en la que basar nuestra aproximación.

Entre los datos que aparecen en el estudio, se encuentra esta gráfica, donde muestra la diferencia entre las predicciones del modelo teórico y los valores encontrados en el estudio:

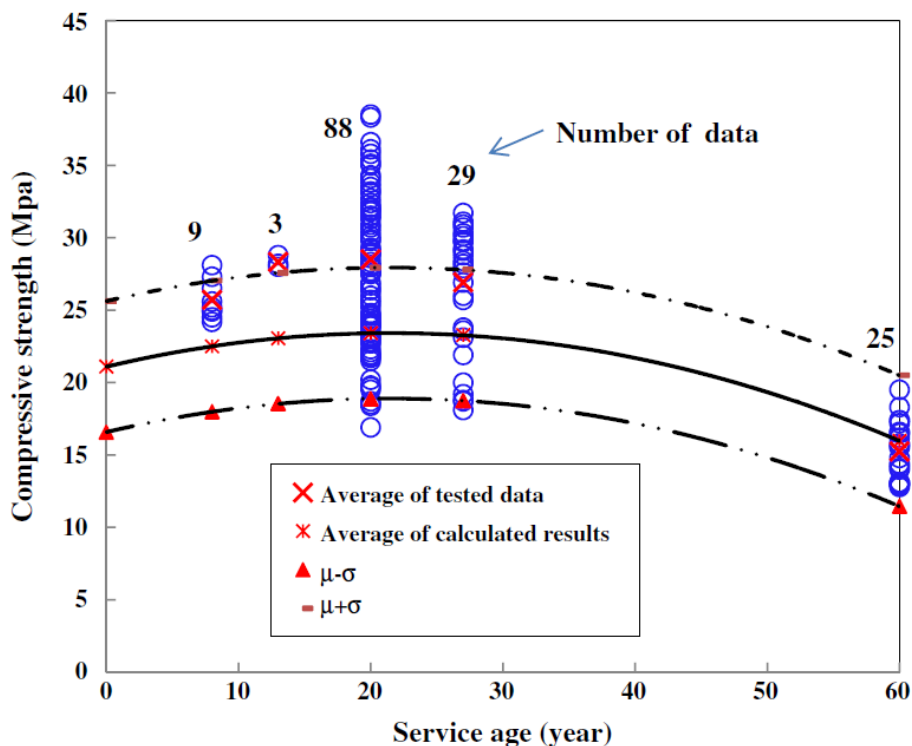


Figura 3.6.1 – Evolución de la resistencia a compresión del hormigón respecto al tiempo. (*Probabilistic Model for Long-Term Time-Dependent Compressive Strength of Concrete in Existing Buildings*)

De esta gráfica pudimos conseguir la diferencia media entre la resistencia a compresión del hormigón de un edificio acabado de construir y la de un edificio construido hace 60 años. Debido a que los ejemplos que calcula en el gráfico son de un tipo de hormigón que no se corresponde al del edificio, se usó la curva predicha por el modelo teórico, ya que ofrece valores más generales.

Así mismo, para adaptar los valores medios al hormigón utilizado, se extrajo un porcentaje de variación de la resistencia a compresión del hormigón. Este se obtuvo con la siguiente expresión:

$$\frac{(R_{c0} - R_{c60})}{R_{c0}} = \frac{(21 - 16)}{21} = 0,238 \approx 24\% \quad (3.6.1)$$

Donde:

R_{c0} : Resistencia a compresión media del hormigón con menos de un año de edad.

R_{c60} : Resistencia a compresión media del hormigón de 60 años de edad.

Este porcentaje se restó de la resistencia a compresión del hormigón usado para conseguir el valor a usar en el estudio:

$$25 \text{ MPa} - (25 \text{ MPa} \cdot 0,24) = 19 \text{ MPa} = 194 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \quad (3.6.2)$$

Para el cálculo también necesitamos encontrar el nuevo valor del módulo de deformación longitudinal del hormigón, ya que es otro factor importante que varía con la resistencia del hormigón. Ese valor se pudo encontrar mediante una ecuación proporcionada en la instrucción de hormigón estructural EHE-08, en el apartado 39.6, siempre que el valor de la los esfuerzos aplicados al hormigón no superen al 40% de f_c . Eso es debido a que solo el primer 40% de la curva de tensión-deformación del hormigón se puede considerar lineal y, por lo tanto, es el único tramo donde la aproximación es válida. La fórmula, que es la que usó CYPE para encontrar ese valor, es:

$$E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 25500 \text{ MPa} = 260027 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \quad (3.6.3)$$

Donde f_{cm} es la resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días de edad. Este valor se puede encontrar mediante: $f_{cm} = f_{ck} + 8$ [MPa]. En esa fórmula, que se encuentra en el apartado 1.2.2.1 del anejo 9 de la EHE-08, f_{ck} es el valor de la resistencia característica especificada del hormigón. Ese es el valor que sustituimos por los 19 MPa que fueron hallados con anterioridad para el hormigón envejecido.

Aplicando estos valores a la resistencia del hormigón se debería conseguir una aproximación de la resistencia a compresión que tendrá la estructura a los 60 años, es decir, dentro de 6 años.

4. Adaptación de los planos

Una de las bases al elegir este proyecto es que queríamos que el trabajo fuera aplicado a un caso real. Es por ello que conseguimos los planos de un edificio existente, el edificio Puig Coca. Con dichos planos podíamos empezar a trabajar en nuestro modelo a estudiar con CYPE. Para la iteración final del modelo buscamos tener acceso al proyecto del edificio, para poder saber con exactitud los materiales y estructuras que lo conformaban. Sin embargo, eso no fue posible. Es por ello que como base de nuestros modelos usamos una versión refinada de los planos a los que si tuvimos acceso y con ciertas suposiciones para cubrir la información de la que no disponíamos.

4.1. Planos originales

Los planos de los que disponemos constan de un plano de ubicación del edificio en la ciudad, un plano de cada planta del edificio y un plano sección del edificio entero. Dichos planos son limitados y sufren de algunas inconsistencias notables entre ellos, pero nos dieron suficiente información como para ver qué tipo de estructura conforma el edificio.

Entre las inconsistencias mencionadas anteriormente queremos destacar unas cuantas, para explicar el porqué de algunas interpretaciones. Primero de todo, el tamaño de las ventanas de la fachada varía en cada ventana, tanto de un mismo piso como piso a piso. Esto no suele ocurrir en el edificio real ya que complicaría la construcción del edificio y, en este caso, no aporta ningún beneficio. La diferencia de tamaño entre ventanas también forzaba los pilares a estar separados, por distancias bastante dispares con variaciones del orden de 1 o 2 mm. Estas distancias no son suficientes como para que tengan efectos en el comportamiento de la estructura, pero, de nuevo, dificultan la construcción.

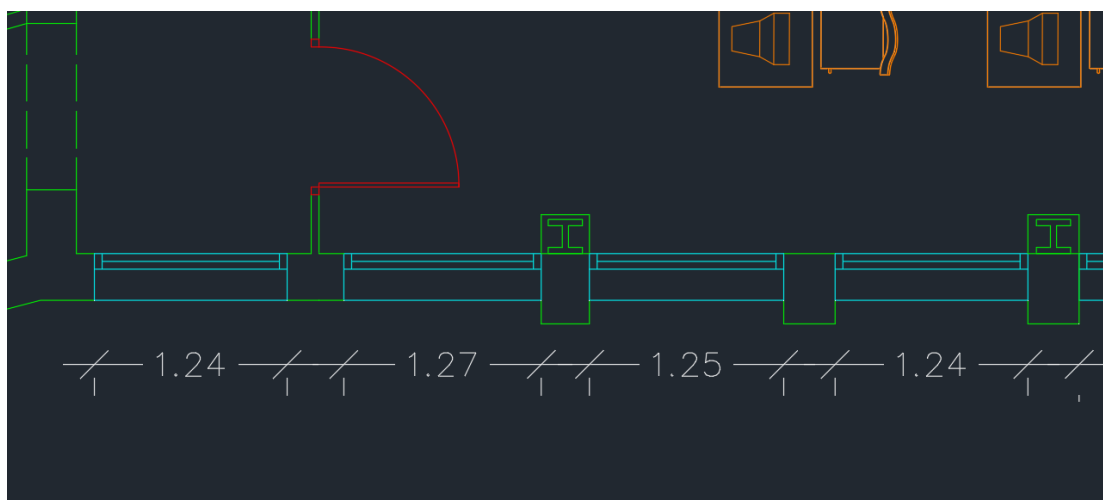


Figura 4.1.1 – Inconsistencias en las dimensiones de las ventanas de la fachada

Entre planta y planta las variaciones son más aparentes. Para empezar, el hueco del ascensor varía de tamaño, posición y geometría entre la planta baja y la primera planta, y entre la tercera y la cuarta planta. En la siguiente imagen se puede apreciar la disparidad de tamaños entre los huecos previstos en la planta baja (representado en amarillo), en la primera planta (representado en verde) y en la cuarta planta (representado en azul).

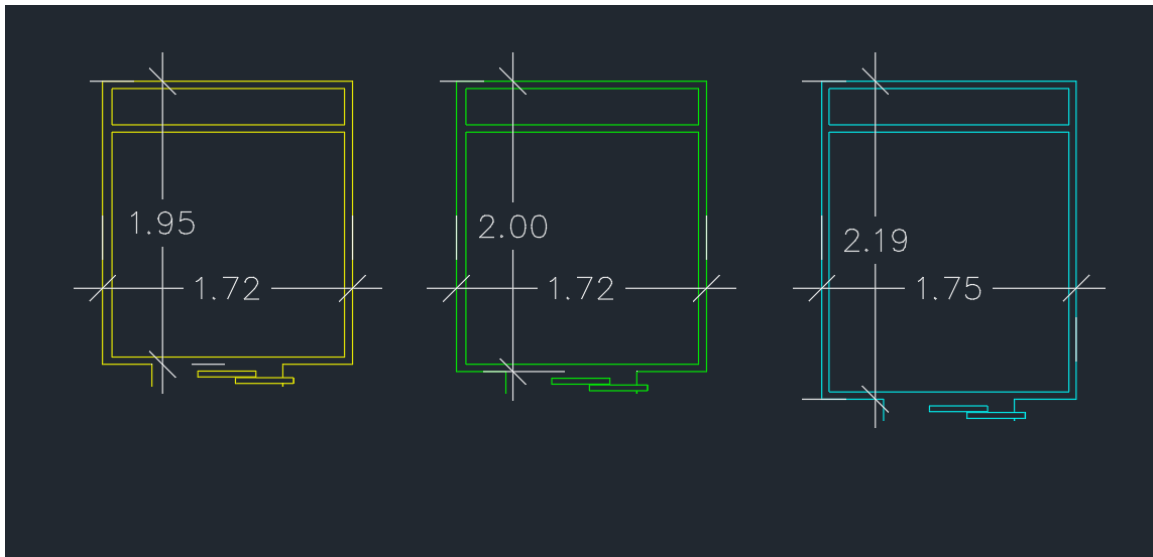


Figura 4.1.2 – Inconsistencias en las dimensiones del hueco del ascensor entre plantas

Dicha variabilidad es completamente irracional ya que impediría el correcto funcionamiento del ascensor. Entre la tercera y cuarta plantas también podemos apreciar que, según los planos, la geometría del edificio varía, causando que un trozo quede en voladizo, cosa que en la construcción no se encuentra.

Otro aspecto que no aparece en el edificio real es el balcón que indican los planos de la segunda planta. Este, según los planos, sería igual que el de la primera y dispondría de una puerta en el acceso, pero en el edificio, la segunda planta únicamente tiene ventanas, ningún balcón.

A parte de esas inconsistencias, también encontramos que muchos de los elementos estructurales no estaban lo suficientemente definidos. Tanto el espesor de los muros como el tamaño de los pilares variaba de forma aparentemente errática y sin amoldarse a ningún tamaño estándar. De hecho, varios de los pilares de la fachada principal que se aprecian en fotografías del edificio no figuran en los planos o figuran con un tamaño incorrecto. Como ejemplo, la siguiente imagen muestra la variación entre la ubicación y el tamaño de los pilares entre los planos originales (marcados en verde) y los planos modificados (marcados en rosa y lila). Dicha variación es debida a el uso de ventanas de un tamaño común en vez de usar los distintos tamaños que salen en los

planos y a la adición de los pilares que se aprecian en la fachada del edificio real. En la imagen se puede apreciar uno de los pilares añadidos, concretamente el que se encuentra más a la derecha.

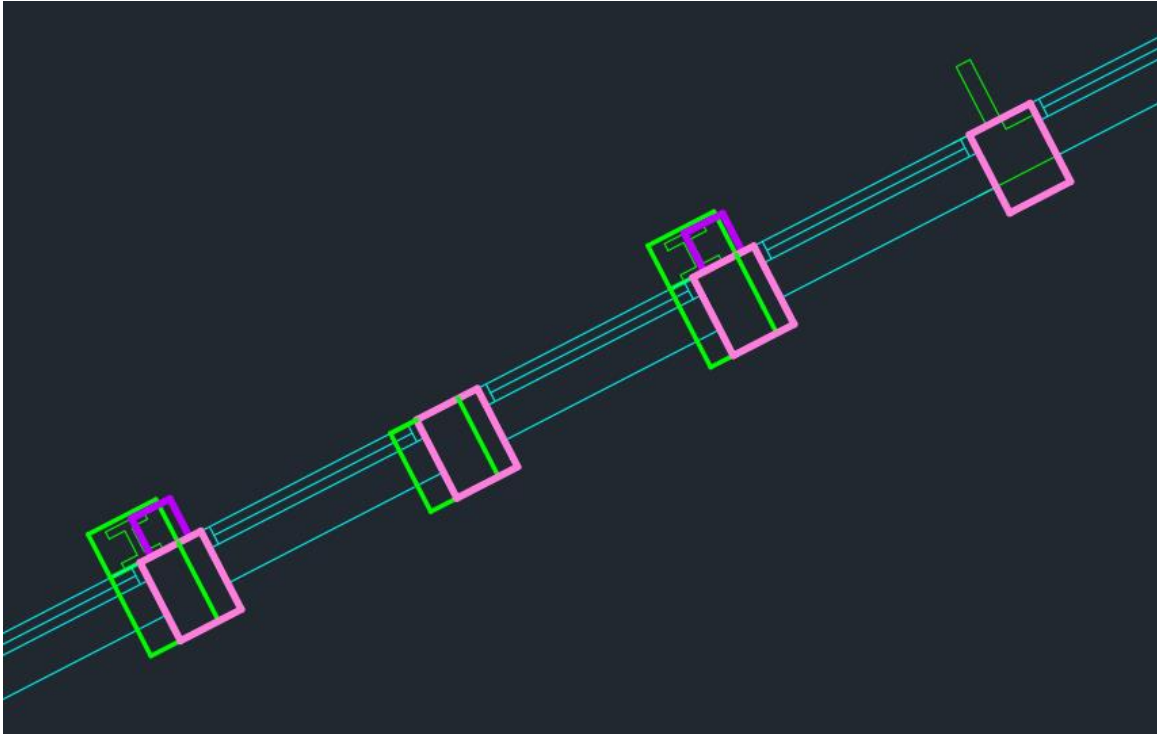


Figura 4.1.3 – Inconsistencias en la definición de los pilares de carga de la fachada

Del mismo modo tampoco se indica que tipo de vigas se usan en la estructura metálica ni hay ningún tipo de diferencia entre columnas estructurales y de servicio. Y, por último, la falta de planos de cubierta y de cimentación.

Aun con todos esos fallos e inconsistencias, los planos contenían material como para realizar un estudio suficientemente realista de la estructura. Para empezar, la distribución de cada planta y el uso de cada sala está correctamente detallado. Junto a dicha distribución de espacio, también se pueden apreciar los distintos grosores de los muros y aunque, como se ha mencionado con anterioridad, son medidas poco fiables, si nos permite distinguir cuales son paredes divisorias y cuales son muros de carga. Otra información que proporcionan era la ubicación y tamaño aproximado de la mayoría de estructuras de carga que, aunque las hemos tenido que retocar, ha sido la base de nuestros modelos. Igual que con las estructuras de carga, la ubicación y tamaño aproximado de escaleras, ventanas y puertas también dan una idea de donde se ubican y como son estos elementos en el edificio real. Junto a esto los planos también proporcionan información suficiente sobre la altura y forma de cada planta.

4.2. Proceso de adaptación de los planos

Para poder realizar un modelo consistente consigo mismo y más fiel a la realidad, el primer paso fue eliminar las incongruencias entre plantas, como el cambio de tamaño, geometría y posición del hueco del ascensor. Con tal de solucionar eso, elegimos la opción de usar una planta como base de todo el modelo. Dicha base marcaría la posición de las estructuras recurrentes en todo el edificio, por ello usamos la planta que variaba menos respecto a las demás, la planta 1.

Empezamos a trabajar en la planta 1, dejándola correcta para que no haya fallos que arreglar al copiar su estructura de planta a planta. Ese proceso empezó primero por homogeneizar todos los elementos que varían de tamaño innecesariamente, principalmente pilares, muros y ventanas y amoldarlos a tamaños estándares de construcción. Los estándares elegidos han sido pilares de hormigón armado de 35 x 45 cm y de 35 x 40 cm, ventanas de 1,24 m de ancho y muros de carga de 30 cm de ancho. Dichos números están basados en aproximaciones basadas en el tamaño que aparece en los planos junto con datos obtenidos de modelos de prueba en el CYPECAD. Dejamos como en los planos originales las medidas con poca relevancia estructural cuyo tamaño real no podíamos verificar, como las ventanas de la parte trasera del edificio y las paredes no estructurales. Otra de las tareas realizadas en esa fase es realizar una distribución algo más simétrica y regular de la posición de los elementos estructurales, así como añadir aquellos no representados en los planos, pero existentes en el edificio. Entre ellos se tuvo que elegir un tamaño para el hueco del ascensor para usar en todas las plantas. Para decidir este tamaño, buscamos un ascensor que, por tamaño, encajara en el hueco de la planta tipo. Este acabó siendo el ascensor Eléctrico 2V 3VF de la empresa Omicron Elevadores SA, ya que su tamaño correspondía con el hueco de 1,7 x 1,95 m y con el tamaño de puerta de 900 mm que aparecen también en los planos. Con tal de simplificar su recreación en CYPECAD también se marcaron en AutoCAD generatrices para los muros, siendo estas líneas que pasaban por el centro de cada muro siguiendo su forma. Con todo esto realizado se usó esta planta como guía para hacer los demás pisos del edificio, manteniendo la posición de todos los elementos estructurales coincidentes y modificando casi exclusivamente la posición de las puertas y paredes que no eran de carga.

Los cambios más importantes fueron necesarios en la planta baja y la planta cuatro, que presentan una disposición estructural distinta a las de los demás pisos. Como podemos ver en la siguiente imagen, la planta baja es de un tamaño mayor que las demás, por lo que también tiene otras vigas y paredes de carga que han de ser representadas.

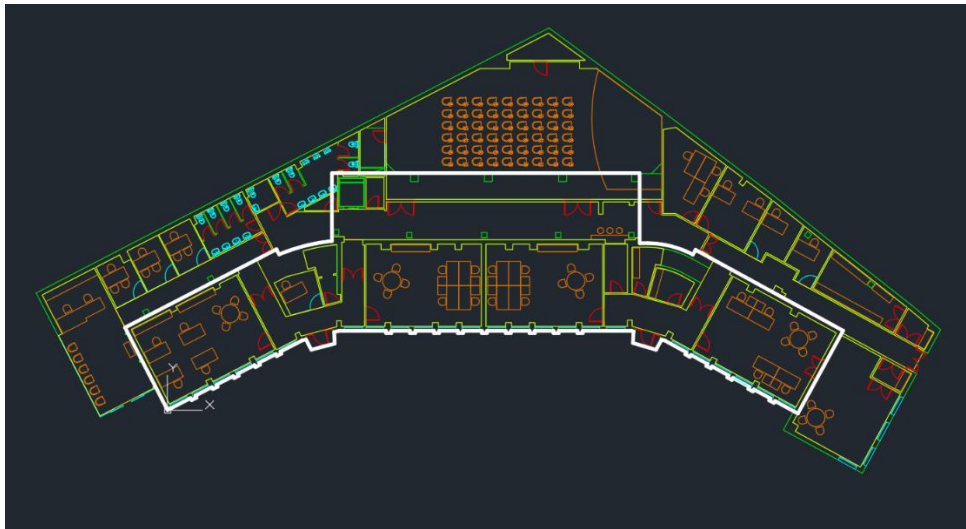


Figura 4.2.1 – Diferencia de forma entre la planta baja del edificio y las demás plantas

Del mismo modo, también hay un salón de actos, lo que nos hace modificar un poco la posición de las paredes estructurales que, siguiendo la distribución de los demás pisos, deberían estar en el salón. Estas fueron sustituidas por pilares para poder tener el espacio necesario para el salón. Finalmente, la planta cuatro presentaba menos elementos estructurales y elementos de menores dimensiones por tratarse de la última planta y tener que aguantar solo la cubierta.

Una vez realizados los cambios y arregladas las inconsistencias, los planos disponen de diversas capas que se pueden activar y desactivar dependiendo de la función que desempeñen. Por un lado, hay una versión con los planos arreglados respecto los originales, con el tamaño adecuado de los elementos estructurales y ventanas, puertas, mobiliario y sanitarios. Por otro lado, se pueden cambiar las capas que se muestran para tener unos planos que nos permitan modelar rápidamente el edificio en CYPECAD.

Estos contienen únicamente la ubicación de los elementos cuya existencia requiere huecos en los muros, la ubicación de los elementos estructurales y la generatriz de los muros. De modo que las dos versiones resultantes han sido las siguientes:

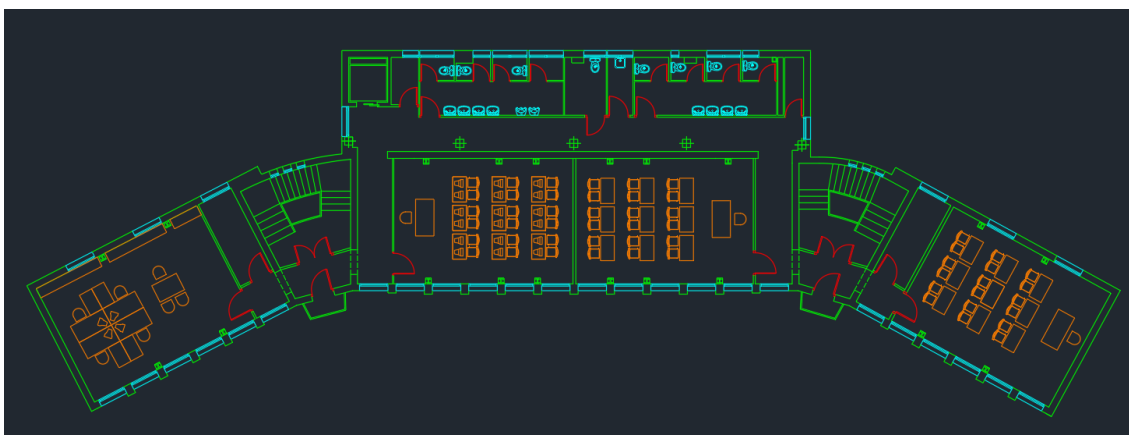


Figura 4.2.2 – Plano de la planta 1 revisado sin cotas

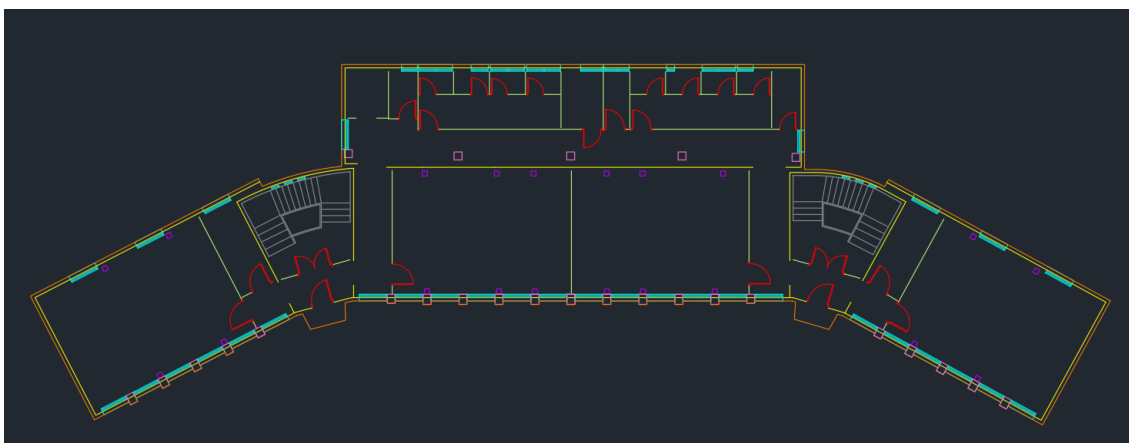


Figura 4.2.3 – Plano de la planta 1 revisado adaptado para CYPE

5. Modelos de Cálculo

Dado que nuestro conocimiento del programa CYPECAD era nulo antes de la realización de este trabajo, decidimos realizar algunos modelos de prueba para aprender a utilizar el programa antes de modelar una versión más fiel del edificio de estudio. Estos modelos preliminares también nos sirvieron para familiarizarnos con el programa y su funcionamiento, así como comprobar las suposiciones realizadas dada la falta de datos estructurales y aprender a implementar los diferentes elementos del programa e interpretar los resultados. Cabe recalcar que en la realización del estudio se han modelado únicamente los elementos estructurales más relevantes, refiriéndose a los muros y pilares de carga y los huecos en éstos para puertas y ventanas.

Las diferentes versiones de modelos que realizamos fueron las siguientes:

5.1. Modelo de 1 planta

Este fue el primer modelo de prueba que realizamos. Ya que carecíamos de los datos estructurales del edificio y sólo pudimos obtener los planos, optamos por utilizar los parámetros por defecto sugeridos por CYPE, así como algunas sugerencias de nuestro director, tales como el tipo de cimentación.

Plano del modelo:

Se ha realizado siguiendo el plano de la planta 1.

Vigas/Muros:

Se utilizaron muros de hormigón armado de 30 cm de espesor que utiliza por defecto CYPE para las paredes de carga, los muros se han definido sin vinculación exterior dado que arrancan desde una losa de cimentación.

En este modelo no se tuvo en cuenta la composición del suelo, por lo tanto, los muros que arrancan desde la losa de cimentación tienen las especificaciones propias de un suelo formado por grava, con las especificaciones siguientes:

Tensión admisible en situaciones persistentes	3,00	kp/cm ²
Tensión admisible en situaciones accidentales	4,50	kp/cm ²

Tabla 5.1.1 - Tensión admisible del suelo de grava según normativa NCSE-02

Pilares:

Se utilizaron pilares de sección rectangular de 35 x 45 cm para los pilares de hormigón de la fachada, los cuales fueron generados automáticamente por CYPE al utilizar la función de implementación de plantillas, la cual permite seleccionar una capa de los planos sobre la cuál generar los pilares automáticamente. Para los pilares auxiliares de la fachada con refuerzo metálico interior se utilizaron pilares de sección cuadrada de 25 x 25 cm de hormigón armado, ignorando el refuerzo metálico para esta primera prueba.

Cimentación y forjado:

La cimentación consta de una losa continua de hormigón de 30 cm de canto, de la cual arrancan los pilares y los muros de carga desde la planta baja. El forjado de la cubierta consiste en una losa de hormigón 15 cm de canto que utiliza CYPE por defecto. La losa de cimentación se calculó con los parámetros de suelo propios a un suelo de grava, igual que se ha indicado en el apartado de muros.

Características del modelo:

El modelo consta de una única planta con la misma disposición estructural que la planta 1. Carece de huecos para puertas y ventanas, así como los balcones situados en la planta 1 y acción sísmica. Las cargas para las hipótesis de peso muerto y sobrecarga de uso son las correspondientes a edificios con categoría de uso B (zonas administrativas), con valor:

Planta	Sobrecarga de uso (t/m ²)	Cargas muertas (t/m ²)
Cubierta	0.14	0.20
Planta Baja	0.40	0.20

Tabla 5.1.3 – Cargas extras utilizadas en CYPECAD en el modelo de 1 planta

Modelo creado en CYPECAD:

- Cubierta

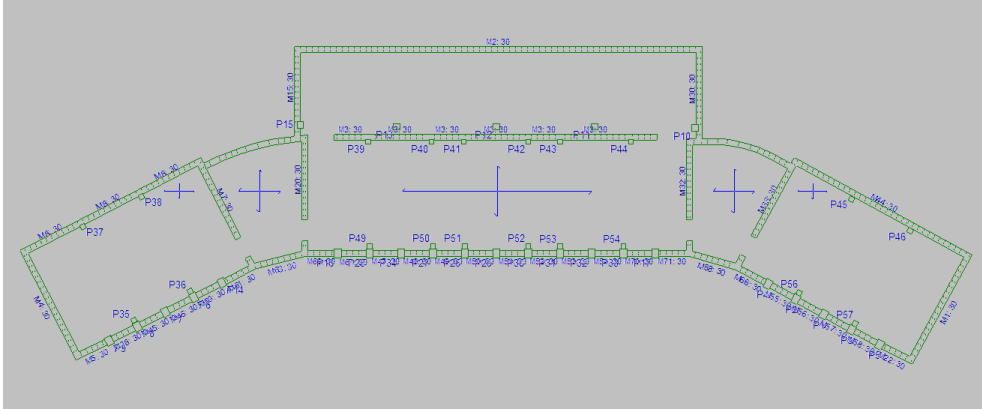


Figura 5.1.1 – Planta cubierta del modelo de 1 planta

- Planta baja (cimentación)

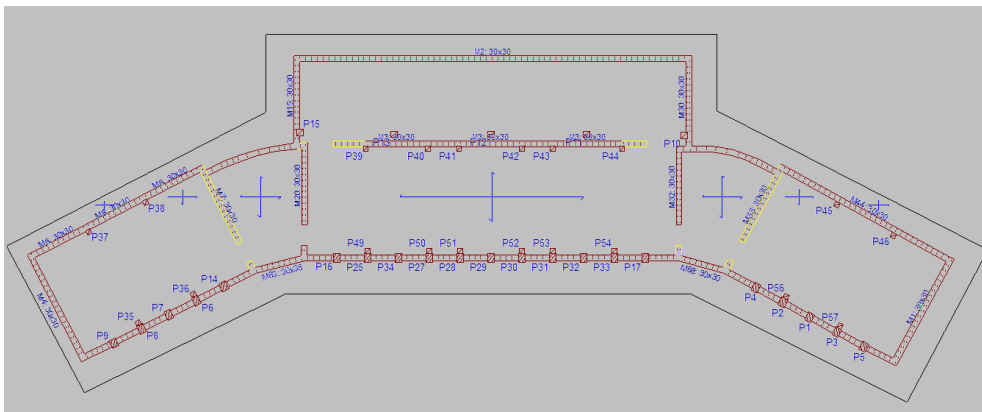


Figura 5.1.2 – Planta baja del modelo de 1 planta

- Modelo en 3D

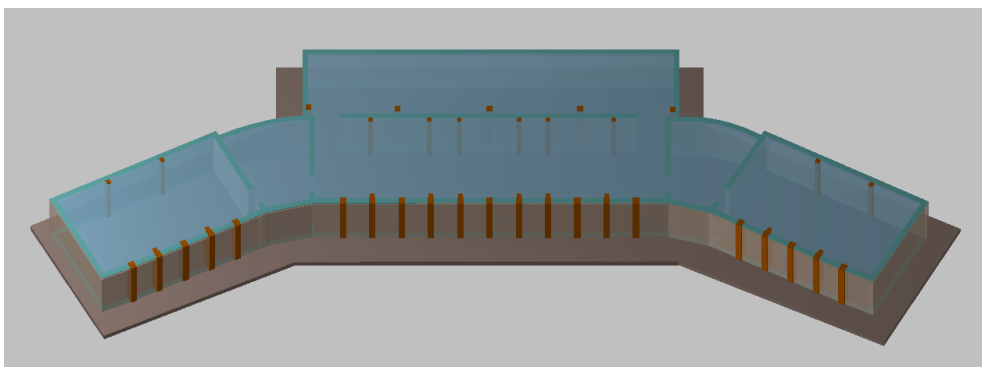


Figura 5.1.3 – Visión 3D del modelo de 1 planta

5.2. Modelo de 5 plantas simplificado

El siguiente paso a realizar antes de crear un modelo más realista del edificio a estudiar consistió en realizar una versión simplificada del edificio real, pero aproximada. El modelo consta de un total de 5 plantas, teniendo cada planta la disposición estructural pertinente según los planos, exceptuando la planta baja, la cuál es una copia de la primera planta. El objetivo principal de este modelo era de comprobar las diferencias de cálculo al modelar un modelo más complejo, añadiendo más plantas.

Planos del Modelo:

La planta baja y la planta 1 siguen el plano de la planta 1, las otras plantas siguen sus planos.

Vigas/Muros:

Se continuaron utilizando los mismos muros de hormigón armado de 30 cm de espesor definidos en el modelo anterior para las paredes de carga. Los muros se han definido sin vinculación exterior dado que arrancan desde una losa de cimentación y tienen definidos los parámetros referentes al hecho de que la losa de la cual arrancan está conformada por limos.

Pilares:

Se continuaron utilizando los mismos pilares de hormigón de sección rectangular 35 x 45 cm para los pilares de carga principales y en esta ocasión se añadieron los pilares con refuerzo metálico. Estos pilares de refuerzo son pilares de hormigón armado de sección cuadrada de 22 x 22 cm, con una barra embebida de acero laminado con perfil IPE 140. Uno de los principales aspectos a tener en cuenta es el hecho de que no todos los pilares acaban en la misma planta. Los pilares de carga principales arrancan todos desde la losa de cimentación y terminan en la cubierta, mientras que los pilares de refuerzo arrancan también desde la cimentación, pero acaban en el techo de la tercera planta, excepto los 4 pilares auxiliares centrales del muro de carga central, los cuales llegan hasta la planta cubierta.

Cimentación y forjado:

La cimentación consta de una losa continua de hormigón de 30 cm de canto, de la cual arrancan los pilares y los muros de carga desde la planta baja. El forjado de la cubierta consiste en una losa de hormigón 15 cm de canto que utiliza CYPE por defecto. La losa de cimentación se calculó con los parámetros de suelo propios a un suelo de limo, siendo tales:

Tensión admisible en situaciones persistentes	1,20	kp/cm ²
Tensión admisible en situaciones accidentales	1,80	kp/cm ²

Tabla 5.2.1 – Tensión admisible del suelo de limo según normativa NCSE-02

Características del modelo:

El modelo consta de 5 plantas con la disposición estructural pertinente según los planos, exceptuando la planta baja la cual es una copia de la primera planta. Carece de huecos para puertas y ventanas, así como los balcones situados en la planta 1 y acción sísmica. Las cargas para las hipótesis de peso muerto y sobrecarga de uso son las correspondientes a edificios con categoría de uso B (zonas administrativas), con valor:

Planta	Sobrecarga de uso (t/m ²)	Cargas muertas (t/m ²)
Cubierta	0.14	0.20
Planta 4	0.20	0.20
Planta 3	0.20	0.20
Planta 2	0.20	0.20
Planta 1	0.20	0.20
Planta Baja	0.40	0.20

Tabla 5.2.2 – Cargas extras utilizadas en CYPECAD en el modelo de 5 plantas simplificado

Modelo creado en CYPECAD:

- Cubierta

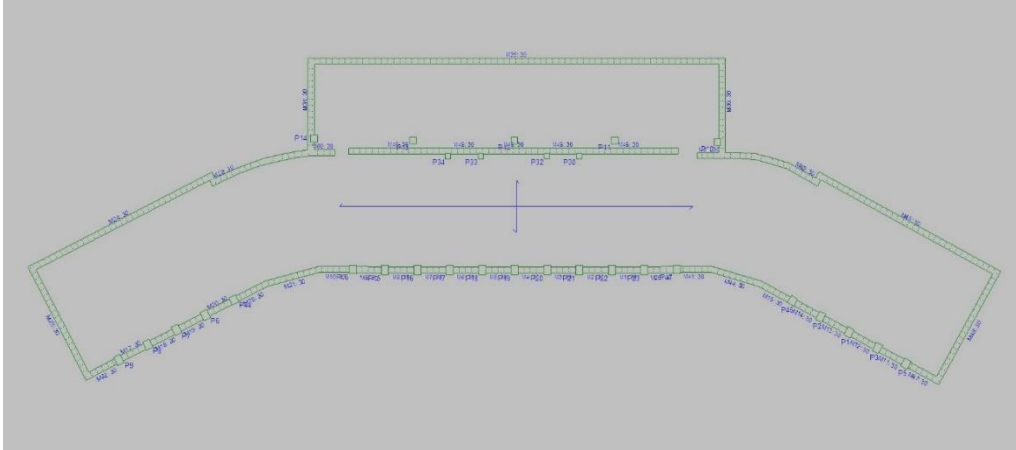


Figura 5.2.1 – Planta cubierta del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta 4

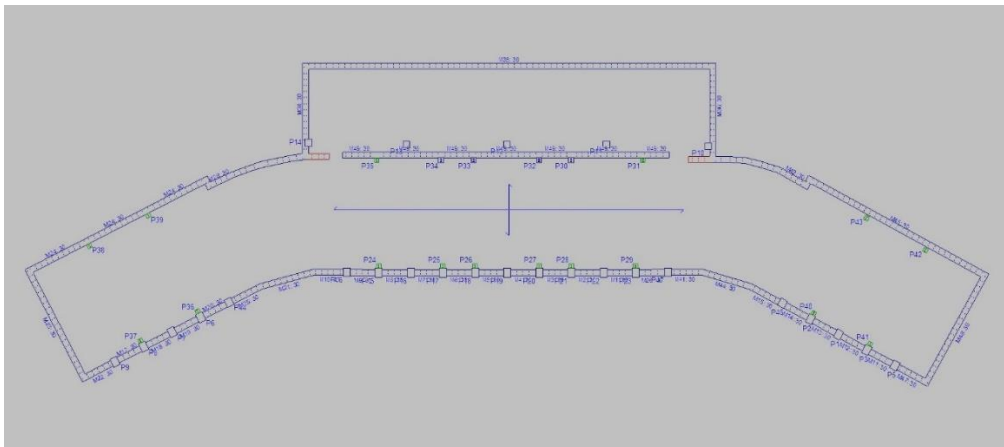


Figura 5.2.2 – Planta 4 del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta 3

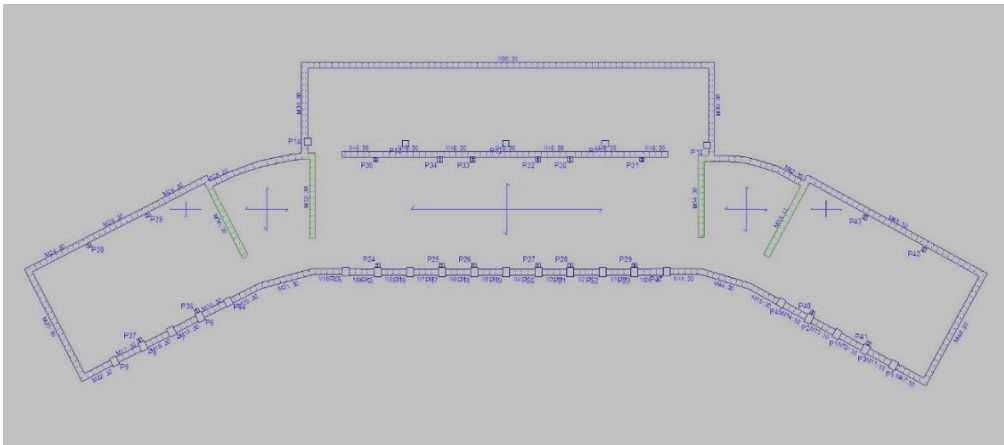


Figura 5.2.3 – Planta 3 del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta 2

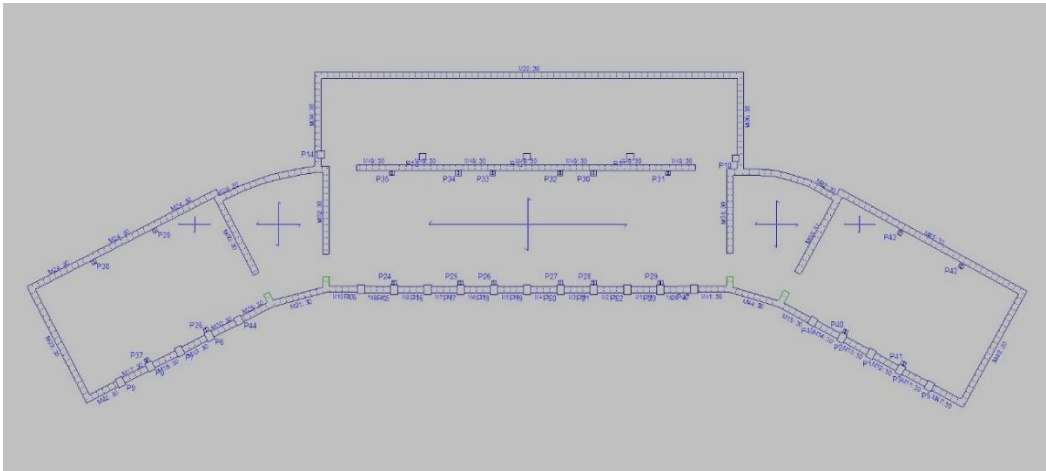


Figura 5.2.4 – Planta 2 del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta 1

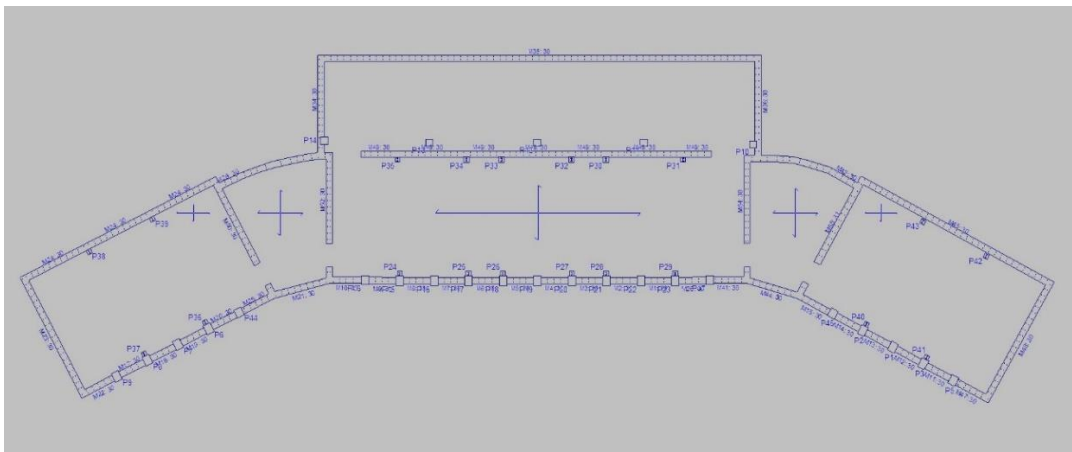


Figura 5.2.5 – Planta 1 del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta Baja

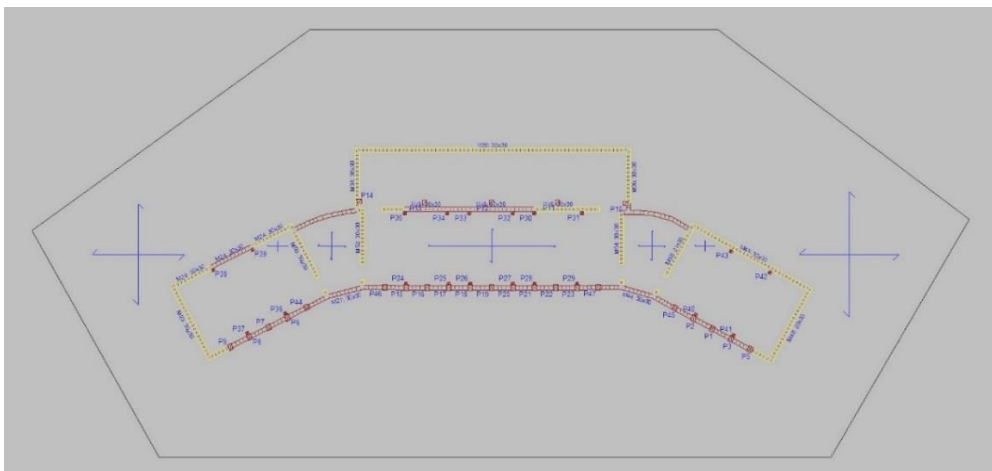


Figura 5.2.6 – Planta baja del modelo de 5 plantas simplificado

- Modelo en 3D

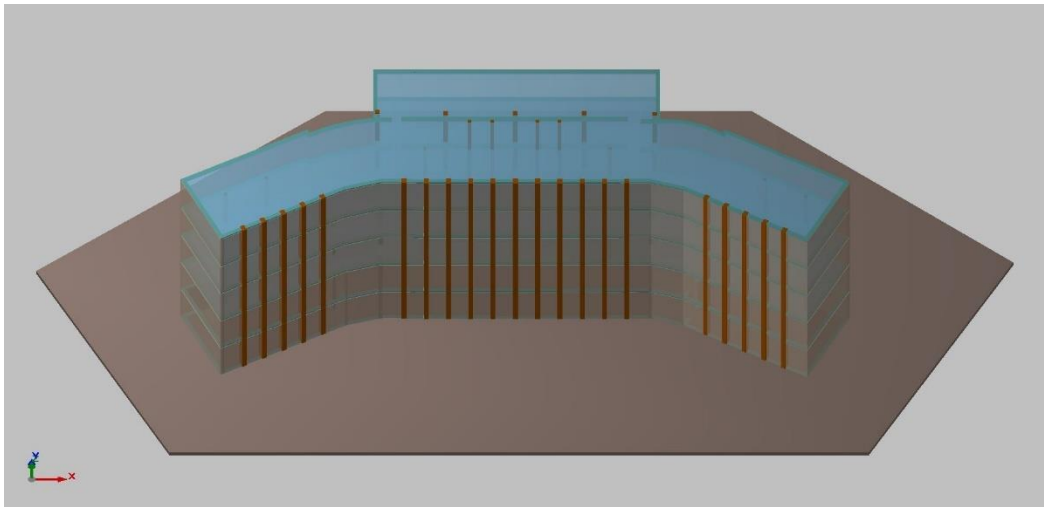


Figura 5.2.7 – Visión 3D del modelo de 5 plantas simplificado

5.3. Modelo simplificado con acción sísmica

El siguiente caso a estudiar consistió en introducir en el modelo anterior los huecos en los muros para las puertas y ventanas del edificio, los cuales tienen relevancia en el estudio sísmológico ya que pueden dar lugar a concentradores de tensión, así como introducir la acción sísmica correspondiente a la normativa española NCSE-02.

Planos del Modelo:

La planta baja y la planta 1 siguen el plano de la planta 1, las otras plantas siguen sus planos.

Vigas/Muros:

Se continuaron utilizando los mismos muros de hormigón armado de 30 cm de espesor definidos en el modelo anterior para las paredes de carga. Los muros se han definido sin vinculación exterior dado que arrancan desde una losa de cimentación y también tienen definidos los parámetros referentes al hecho de que la losa de la cual arrancan está conformada por limos. En este modelo, se añadieron huecos en los muros para las ventanas y puertas del edificio, con las dimensiones especificadas en los planos.

Pilares:

Se continuaron utilizando los mismos pilares que el modelo anterior.

Cimentación y forjado:

La cimentación es la misma que la definida en el modelo anterior.

Características del modelo:

El modelo es igual al anterior, añadiendo huecos para puertas y ventanas, así como los balcones situados en la planta 1 y acción sísmica. Las cargas para las hipótesis de peso muerto y sobrecarga de uso se conservan respecto al modelo anterior. La acción sísmica introducida es la correspondiente a la normativa española NCSE-02 y los parámetros definidos para el edificio corresponden a los parámetros predeterminados de CYPE, siendo éstos:

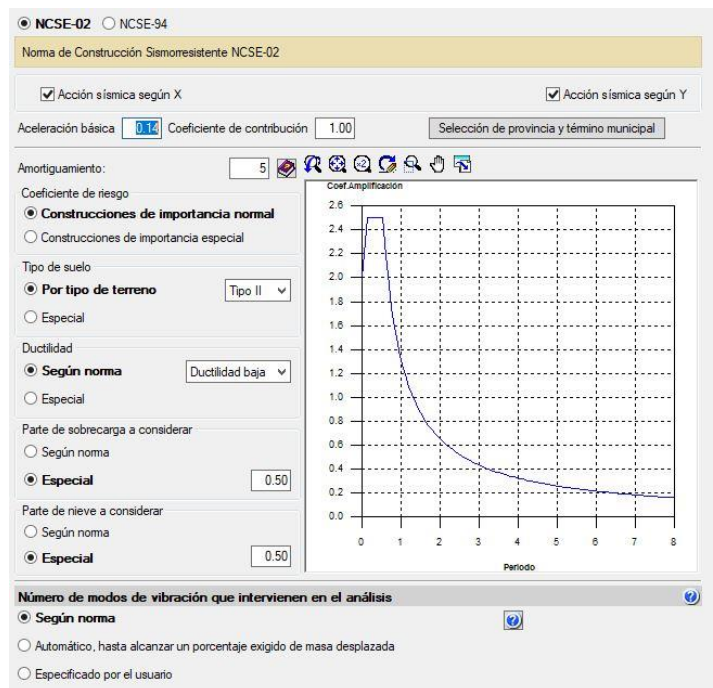


Figura 5.3.1 – Parámetros introducidos para el cálculo de la acción sísmica del modelo de 5 plantas simplificado según NCSE-02

Modelo creado en CYPECAD:

- Cubierta

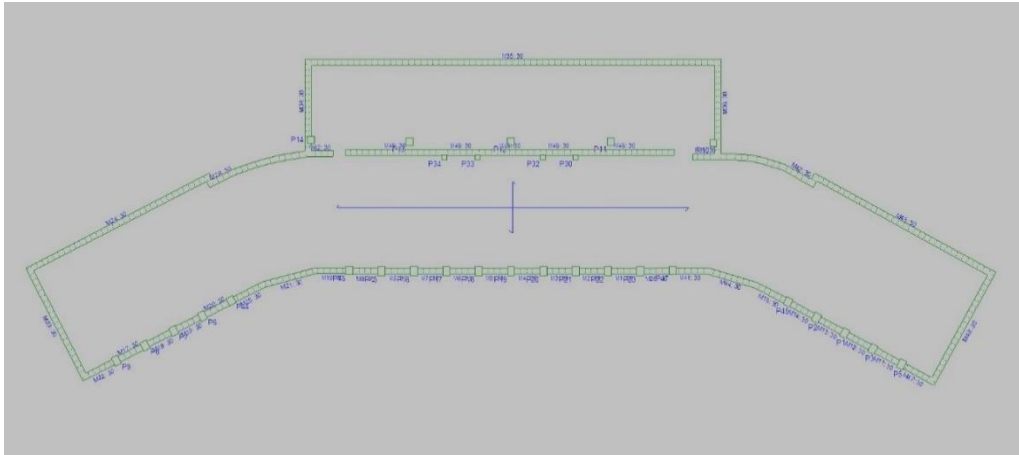


Figura 5.3.2 – Planta cubierta del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta 4

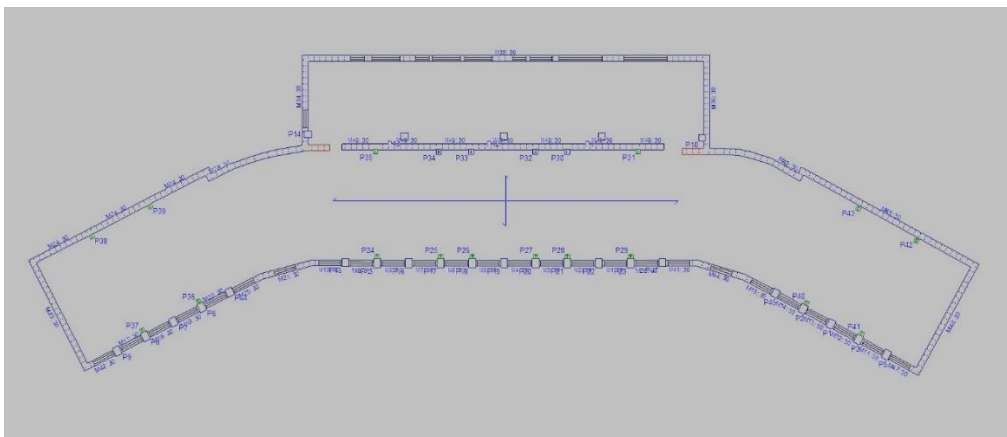


Figura 5.3.3 – Planta 4 del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta 3

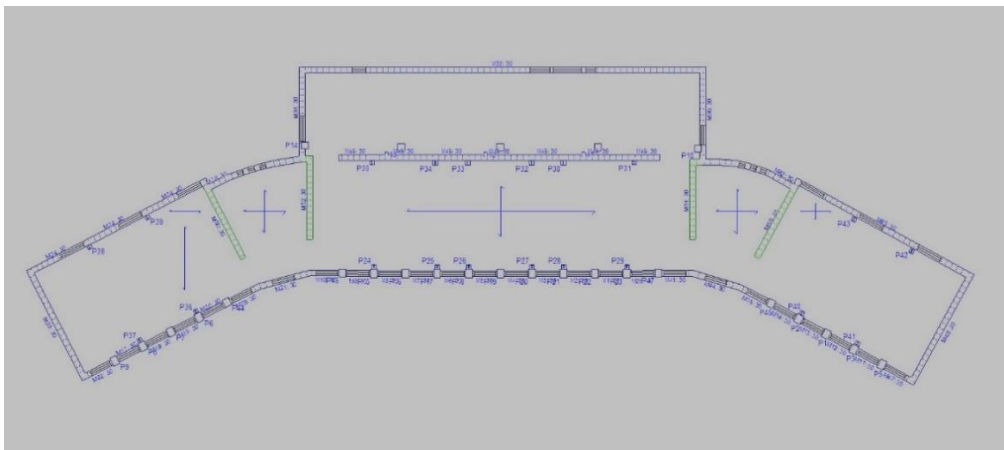


Figura 5.3.4 – Planta 3 del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta 2

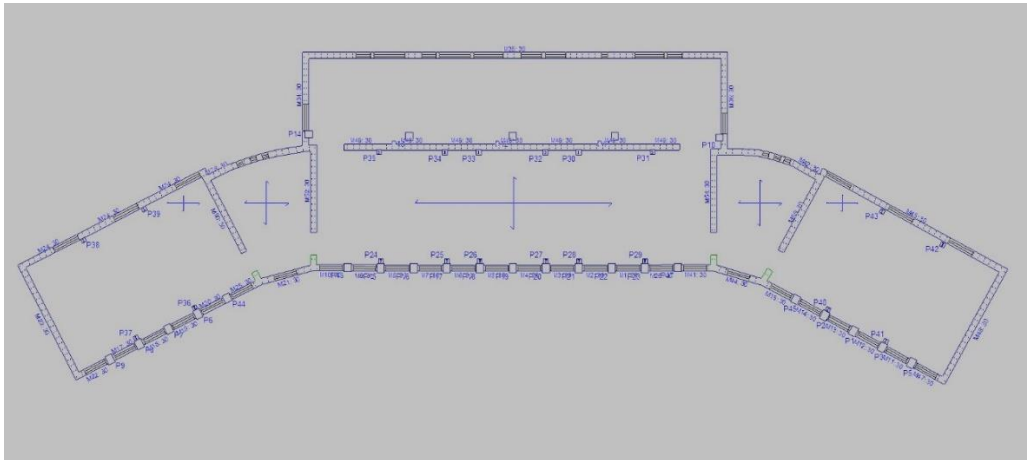


Figura 5.3.5 – Planta 2 del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta 1

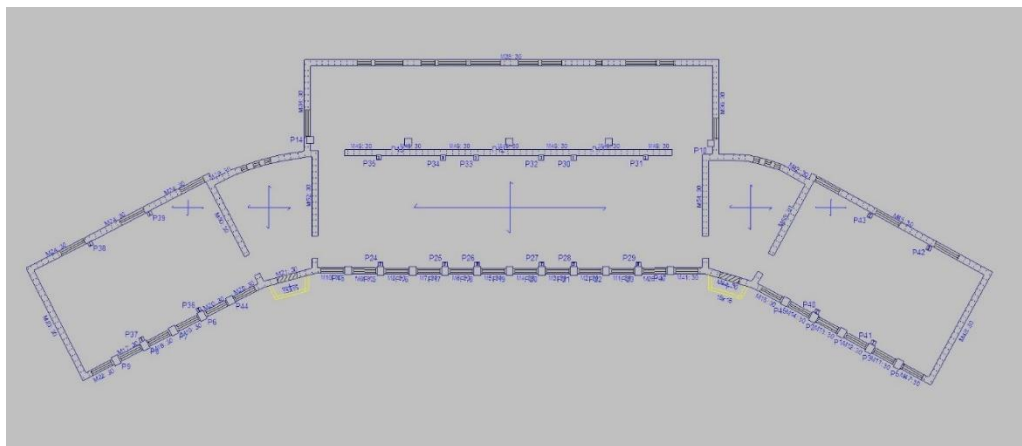


Figura 5.3.6 – Planta 1 del modelo de 5 plantas simplificado

- Planta Baja

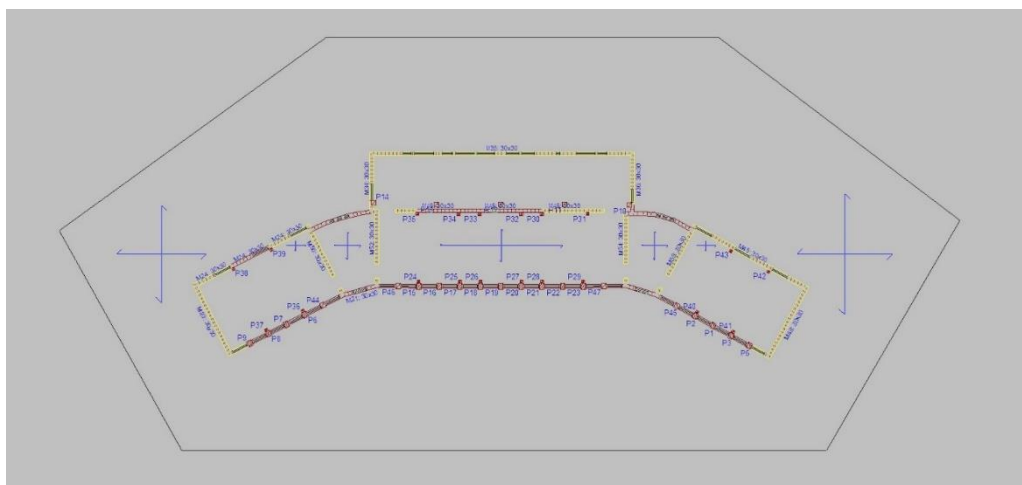


Figura 5.3.7 – Planta baja del modelo de 5 plantas simplificado

- Modelo en 3D

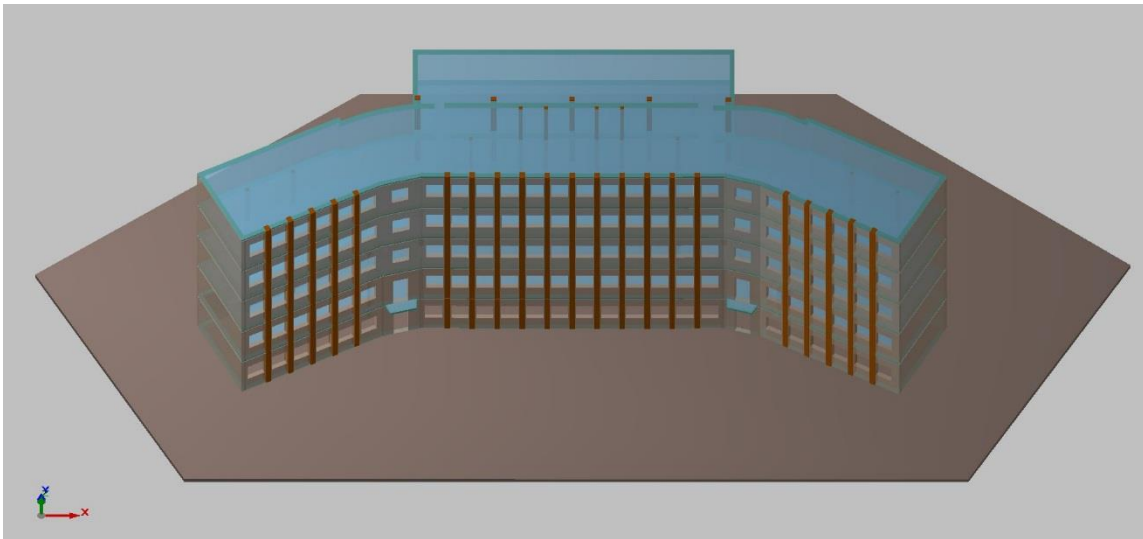


Figura 5.3.8 – Visión 3D del modelo de 5 plantas simplificado

5.4. Modelo real idealizado

Después quisimos realizar un modelo que emulara lo máximo posible al modelo real, pero manteniendo ciertas idealizaciones que facilitaran el cálculo, ya que a con un modelo tan detallado el tiempo de cálculo podía llegar a ascender a 9 horas. El modelo consta de 5 plantas, en esta ocasión con la forma real de la planta baja, sin embargo, se mantuvieron los forjados de 15 cm de canto en lugar de los forjados de 30 cm que posee el modelo real y se han ignorado los huecos del ascensor y las escaleras en los forjados. También se ha ido conservando en todos los modelos la idealización de que todas las plantas tienen la misma altura de 3.00 m, cuando en el modelo real la planta 4 tiene una altura de 3.55 m. En este modelo idealizado no se tendrán en cuenta estos aspectos del edificio para comprobar los cambios en los resultados en el modelo real, el cual es el siguiente y último. El tipo de suelo utilizado tanto en la cimentación de la losa como en la de los muros es limo, y se ha introducido la acción sísmica correspondiente a la normativa española NCSE-02.

Planos del Modelo:

Cada planta sigue su plano correspondiente.

Vigas/Muros:

Se continuaron utilizando los mismos muros definidos en el modelo anterior para las paredes de carga. Se han mantenido los huecos en los muros para las ventanas y puertas del edificio.

Pilares:

Se continuaron utilizando los mismos pilares que el modelo anterior, con la excepción de los 2 pilares situados en las alas más próximos a la parte central del edificio, los cuales su dimensión real es de 35 x 40 cm.

Cimentación y forjado:

La cimentación es la misma que la definida en el modelo anterior.

Características del modelo:

El modelo intenta emular al máximo al edificio real, pero manteniendo ciertas idealizaciones que facilitan el cálculo y nos sirven como un último paso intermedio para ver la evolución de nuestros modelos hacia el modelo real. El modelo emula la disposición estructural del edificio real aproximadamente un 90%. En esta ocasión la planta baja ha sido modelada con la forma correspondiente, el resto de plantas se mantienen respecto el modelo anterior. Las idealizaciones tenidas en cuenta para este modelo tienen que ver con los forjados de las plantas, los cuales mantienen un canto de 15 cm en lugar de los 30 cm correspondientes y carecen de huecos para ascensor y escaleras. Las cargas para las hipótesis de peso muerto y sobrecarga de uso se conservan respecto al modelo anterior. La acción sísmica introducida es la correspondiente a la normativa española NCSE-02 y los parámetros definidos son los correspondientes al edificio, siendo éstos:

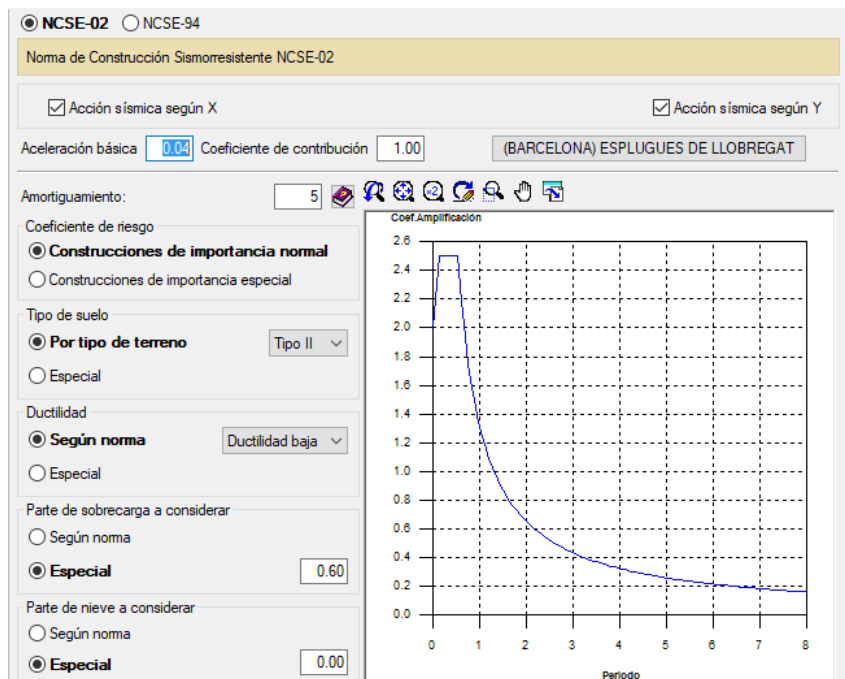


Figura 5.4.1 – Parámetros introducidos para el cálculo de la acción sísmica del modelo real idealizado según NCSE-02

Modelo creado en CYPECAD:

- Cubierta

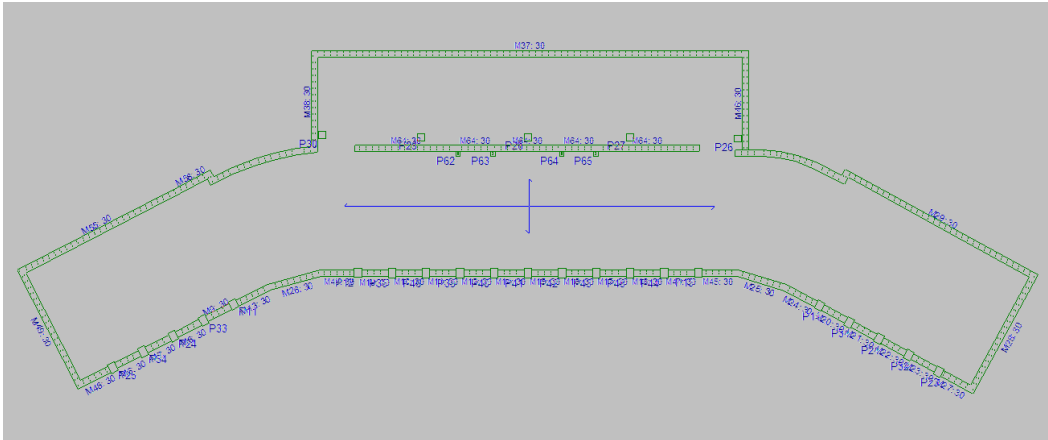


Figura 5.4.2 – Planta cubierta del modelo real idealizado

- Planta 4

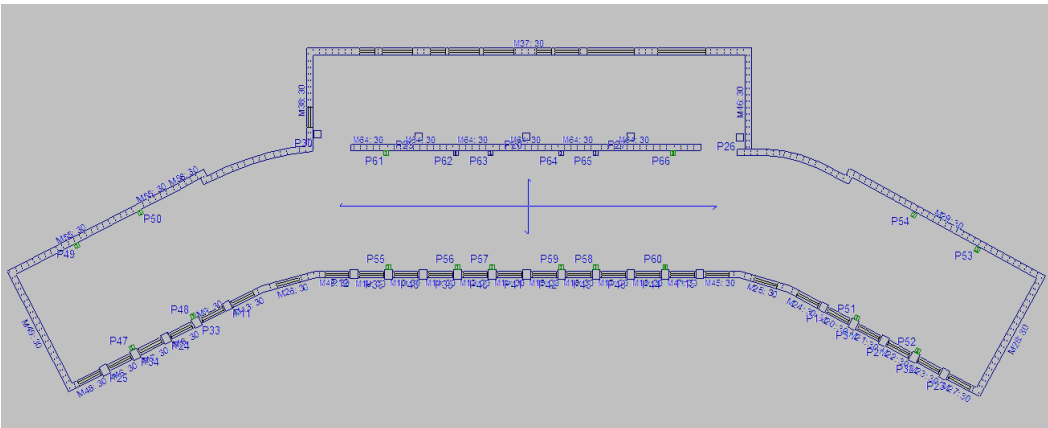


Figura 5.4.3 – Planta 4 del modelo real idealizado

- Planta 3

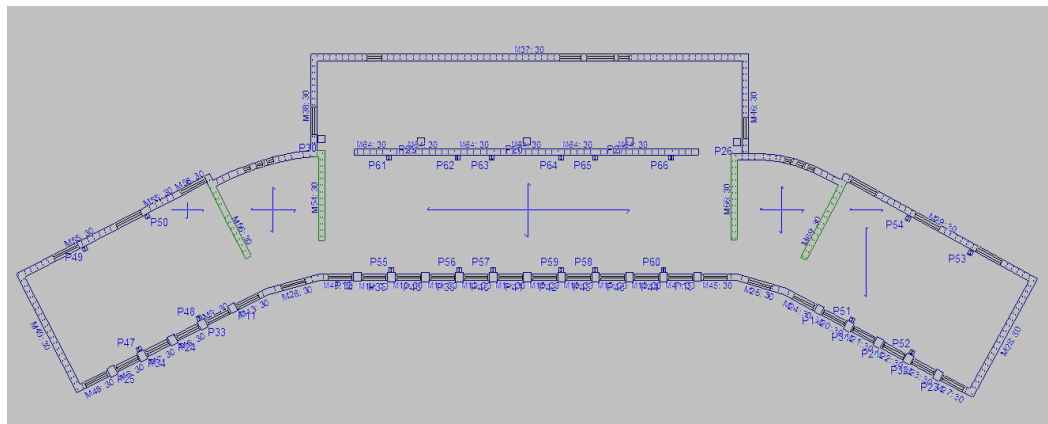


Figura 5.4.4 – Planta 3 del modelo real idealizado

- Planta 2

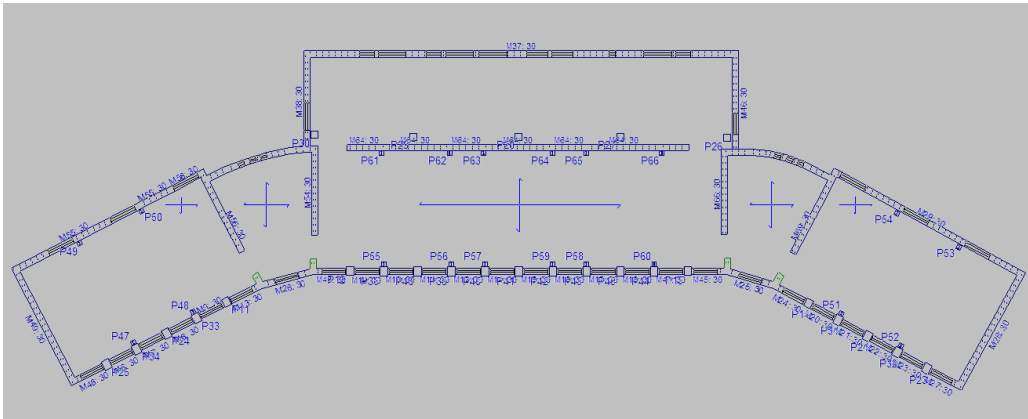


Figura 5.4.5 – Planta 2 del modelo real idealizado

- Planta 1

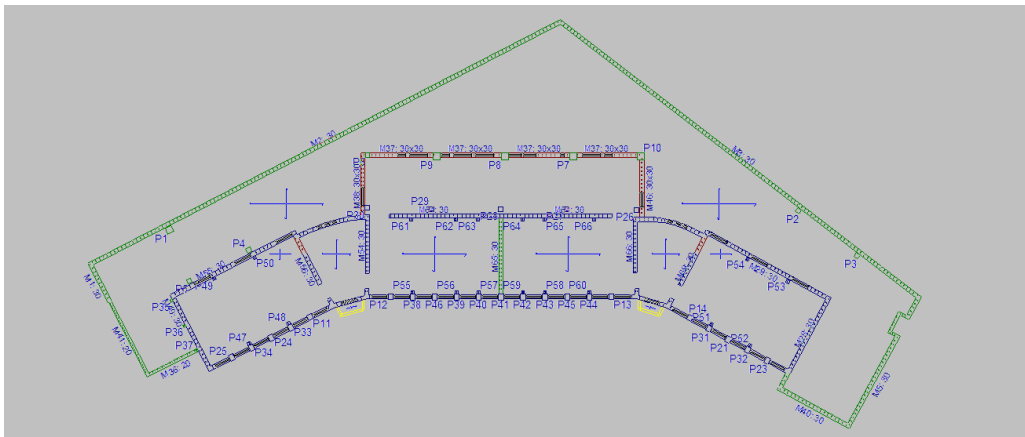


Figura 5.4.6 – Planta 1 del modelo real idealizado

- Planta Baja

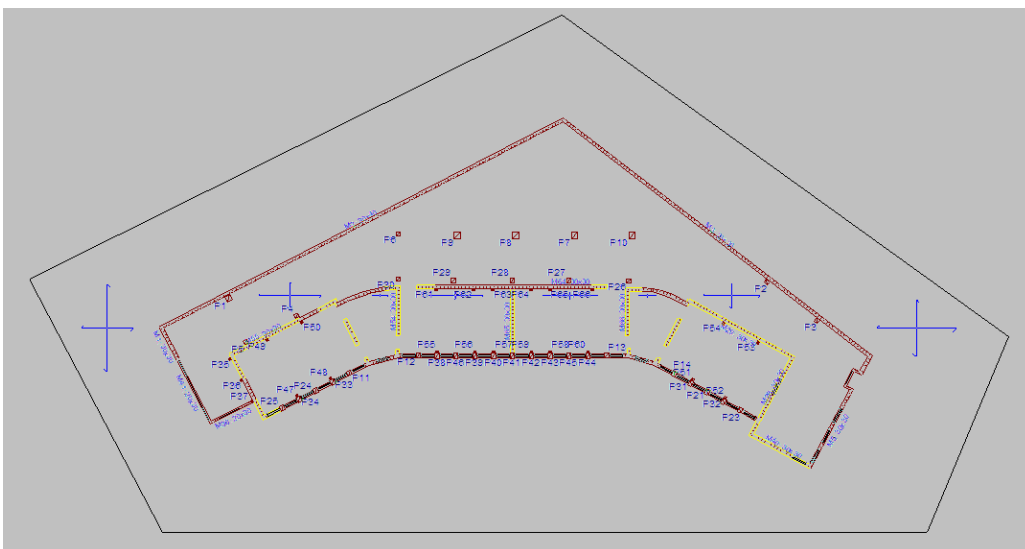


Figura 5.4.7 – Planta baja del modelo real idealizado

- Modelo en 3D

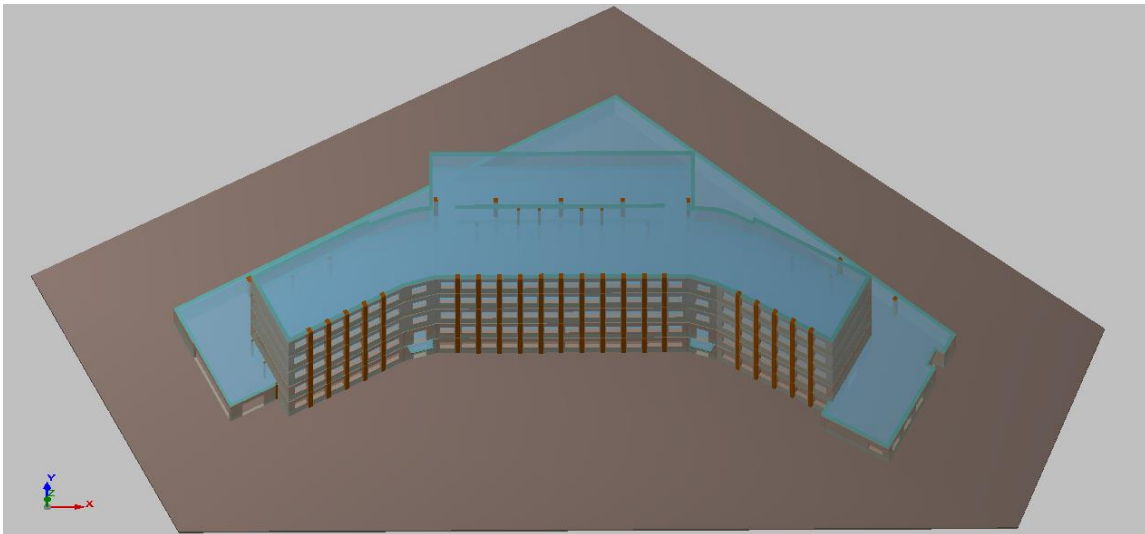


Figura 5.4.8 – Visión 3D del modelo real idealizado

5.5. Modelo real (normativa NCSE-02)

Finalmente realizamos el modelo más fiel al edificio real, eliminando las idealizaciones del modelo anterior. Este modelo es muy similar al anterior, en esta ocasión se añadieron los huecos para el ascensor y las escaleras y se han modificado los forjados para que tengan los 30 cm de canto correspondientes, también se han realizado modificaciones en el canto de la losa de cimentación y en la altura de la última planta. El tipo de suelo utilizado tanto en la cimentación de la losa como en la de los muros es limo, y se ha introducido la acción sísmica correspondiente a la normativa española NCSE-02.

Planos del Modelo:

La cimentación es la misma que la definida en el modelo anterior.

Vigas/Muros:

Se continuaron utilizando los mismos muros definidos en el modelo anterior para las paredes de carga con la excepción de que ahora su canto es de 70 cm para igualarlo con el de la nueva losa de cimentación. Se han mantenido los huecos en los muros para las ventanas y puertas del edificio.

Pilares:

Se continuaron utilizando los mismos pilares que el modelo anterior.

Cimentación y forjado:

La cimentación es la misma que la definida en el modelo anterior, sin embargo, la losa de cimentación tiene esta vez 70 cm de canto, ya que con los 30 cm anteriores la tensión que recibía era superior a la admisible y se ha cambiado su forma a una forma rectangular con más anchura para que el área extra ayude a aguantar las tensiones sobre el terreno.

Características del modelo:

Es el modelo más similar al edificio real que pudimos reproducir. Observarán que en ningún modelo se han incluido las paredes interiores ni las escaleras, esto es debido a que no pertenecen a la estructura de carga del edificio y por lo tanto son considerados como elementos de poca relevancia para el estudio sísmico y no se han modelado. El modelo conserva la mayor parte de las características del modelo anterior, pero eliminando las idealizaciones tenidas en cuenta con los forjados de las plantas, los cuales tienen ahora un canto 30 cm y se han añadido los huecos para ascensor y escaleras y la última planta tiene ahora la altura de 3.55 m que le corresponde, en lugar de los 3.00 m anteriores. Las cargas para las hipótesis de peso muerto y sobrecarga de uso se conservan respecto al modelo anterior. La acción sísmica introducida es la correspondiente a la normativa española NCSE-02 y los parámetros definidos han sido modificados ligeramente respecto al modelo anterior, debido a que después de inspeccionar más detalladamente la normativa nos dimos cuenta de que el tipo de suelo al que pertenece el edificio es tipo 3 en lugar de tipo 2. Los nuevos parámetros son:

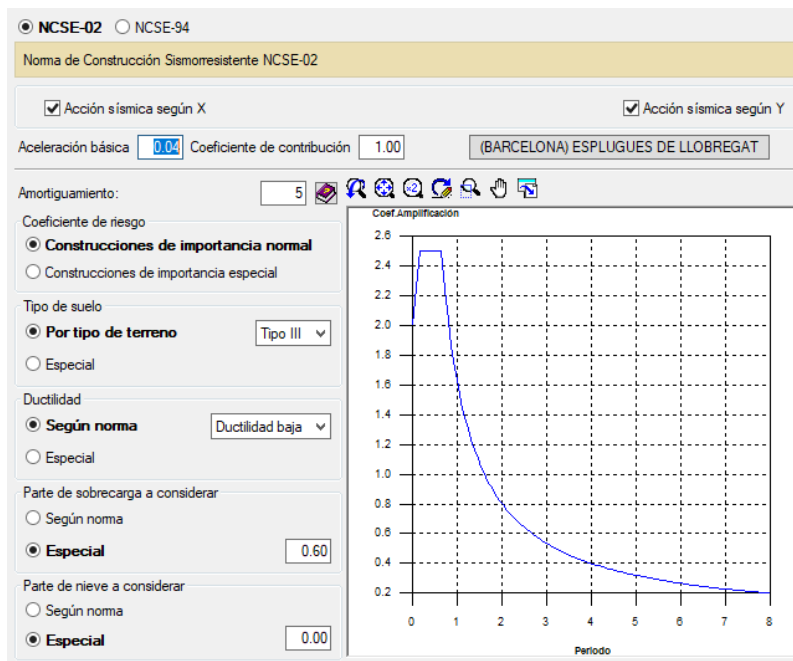


Figura 5.5.1 – Parámetros introducidos para el cálculo de la acción sísmica del modelo real según NCSE-02

Modelo creado en CYPECAD:

- Cubierta

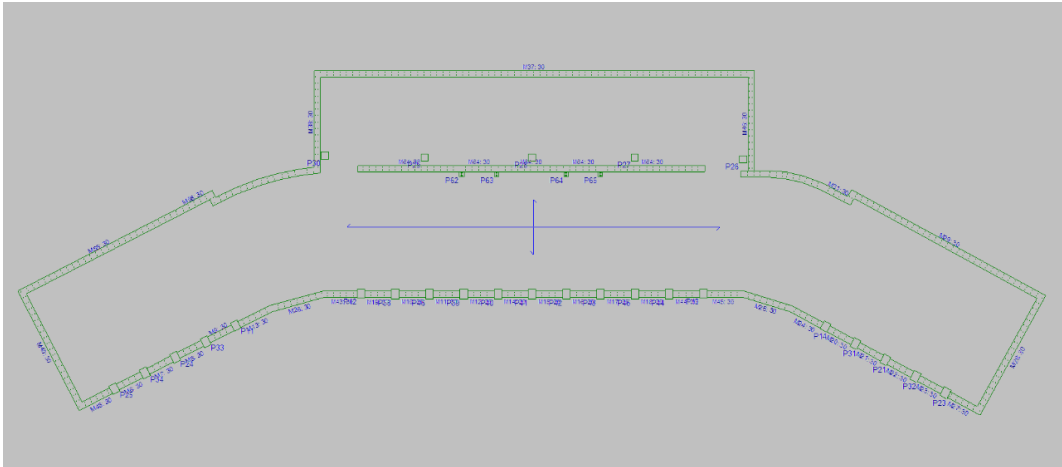


Figura 5.5.2 – Planta cubierta del modelo real

- Planta 4

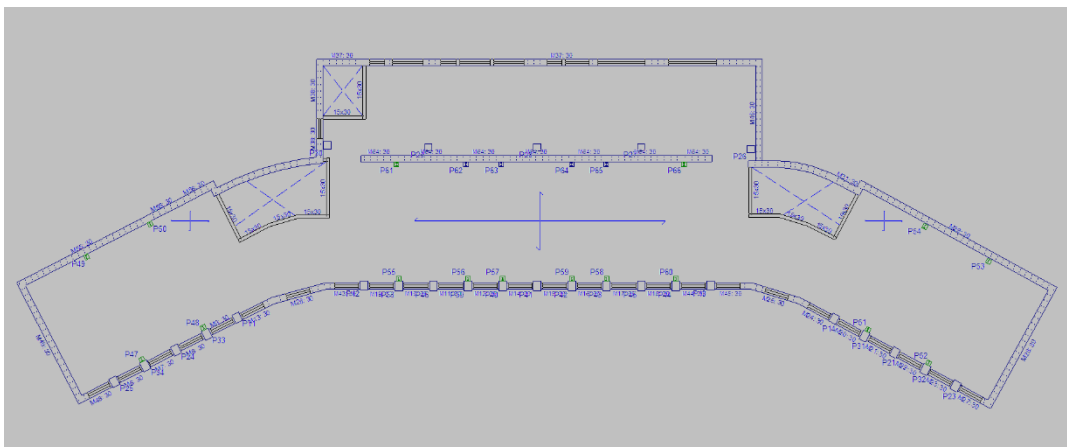


Figura 5.5.3 – Planta 4 del modelo real

- Planta 3

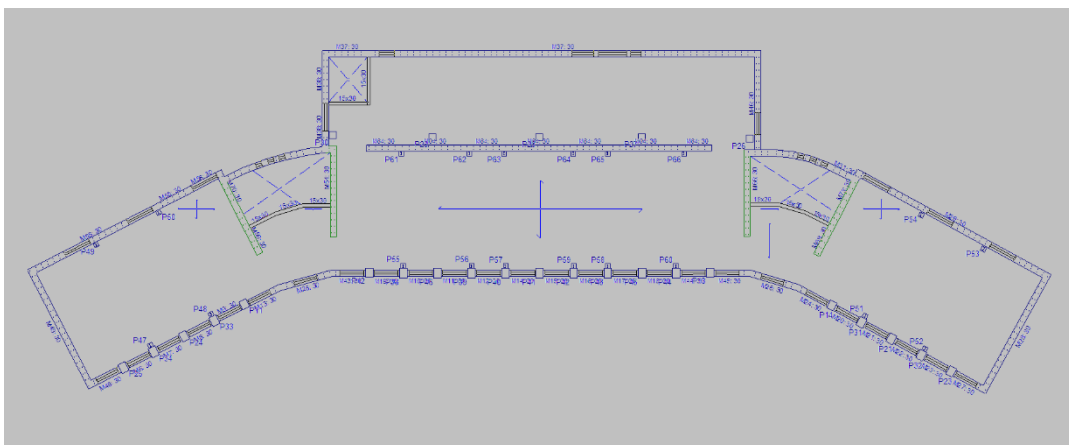


Figura 5.5.4 – Planta 3 del modelo real

- Planta 2

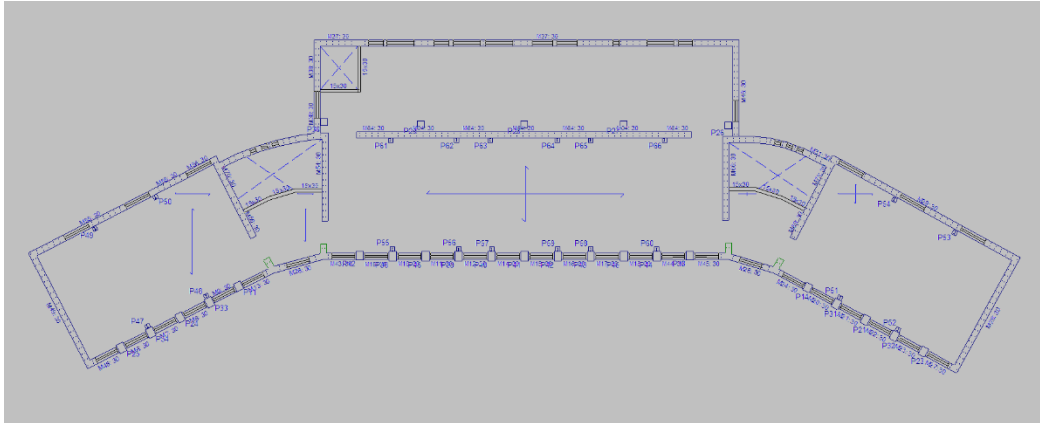


Figura 5.5.5 – Planta 2 del modelo real

- Planta 1

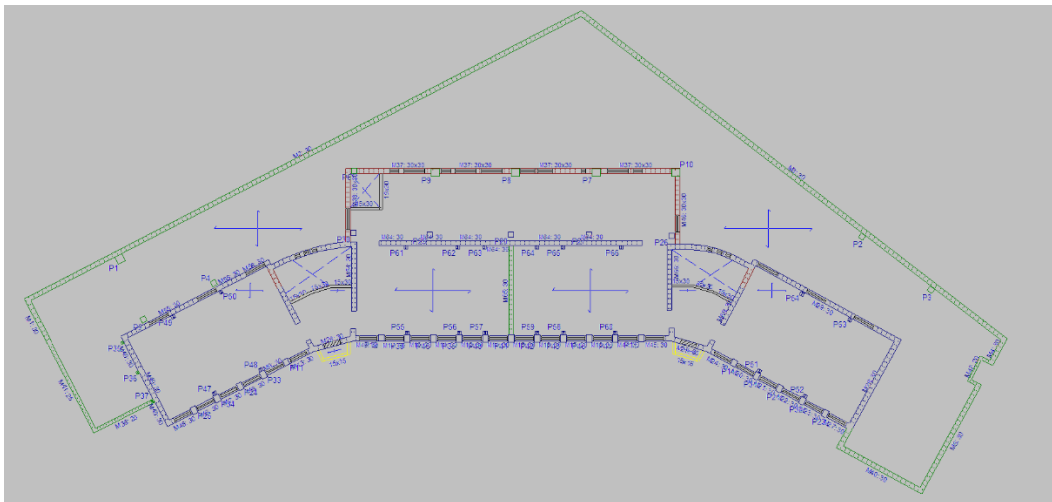


Figura 5.5.6 – Planta 1 del modelo real

- Planta Baja

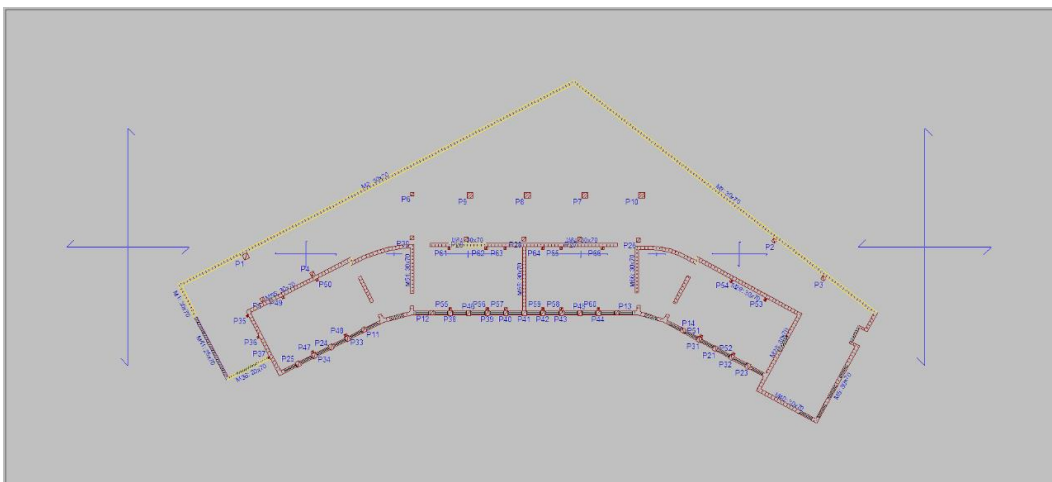


Figura 5.5.7 – Planta baja del modelo real

- Modelo en 3D

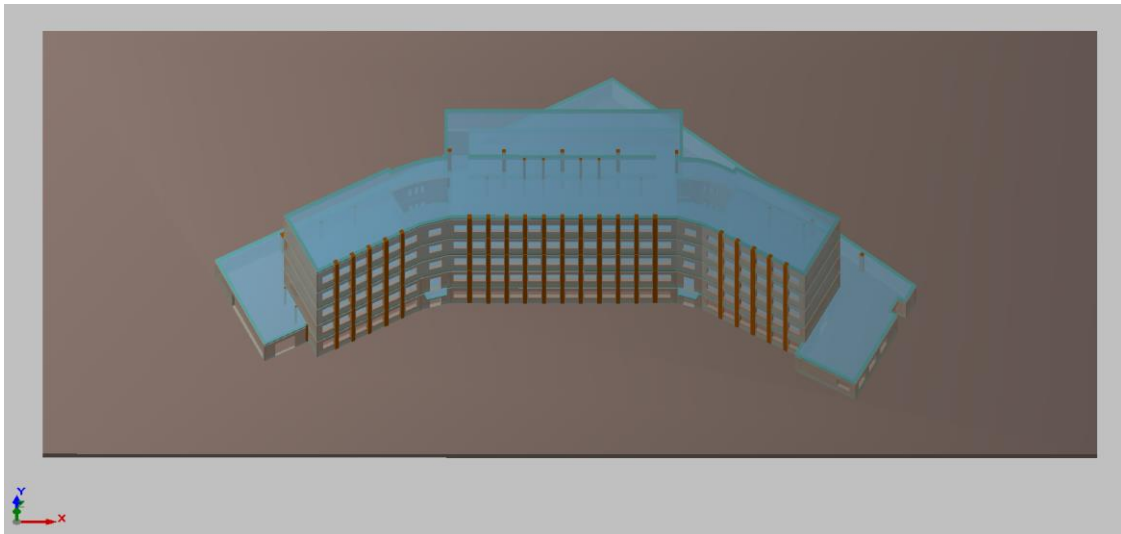


Figura 5.5.8 – Visión 3D del modelo real

5.6. Modelo real (normativa Eurocódigo 08)

Una vez obtenido el modelo real siguiendo la normativa española NCSE-02, quisimos comprobar también la resistencia del edificio ante un seísmo diferente. Dado que la magnitud de los seísmos viene dictada por la normativa de cada país o zona en la que el edificio vaya a ser construido, nuestra opción para variar la magnitud del seísmo es modificar los parámetros normativos según otra norma. Hemos escogido los parámetros de la normativa europea de construcción sismorresistente del Eurocódigo 08.

El modelo en sí no varía respecto al anterior, la única modificación realizada son los parámetros introducidos para el cálculo sísmico.

Los nuevos parámetros son:

Eurocódigo 8

EN 1998-1
 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes
 Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificios

Acción sísmica según X Acción sísmica según Y

Método de análisis
 Dinámico (modal espectral) Estático (fuerza lateral equivalente)

Parámetros de cálculo
 Fracción de sobrecarga de uso: 0.60
 Fracción de sobrecarga de nieve: 0.00

Sistema estructural
 Geometría en altura: Regular Irregular
 Factor de comportamiento (X): 2.17
 Factor de comportamiento (Y): 2.17

Datos del emplazamiento
 Tipo de espectro: 1 2
 Aceleración pico (fracción de 'g'): 0.08

Tipo de suelo
 A B C D E

Depósitos profundos de arena de densidad media o alta, grava o arcilla medianamente compacta, con un espesor de algunas decenas a muchos centenares de metros, y una velocidad media de onda cortante entre 180 m/s y 360 m/s.

Importancia de la obra
 I II III IV

Edificios cuya resistencia durante un seísmo es importante atendiendo a las consecuencias de su colapso. Por ejemplo, colegios, salas de reuniones, instituciones culturales, etc.

Figura 5.6.1 – Parámetros introducidos para el cálculo de la acción sísmica del modelo según Eurocódigo 08

Y el espectro de cálculo es el mismo indicado en el apartado 3.4.2.

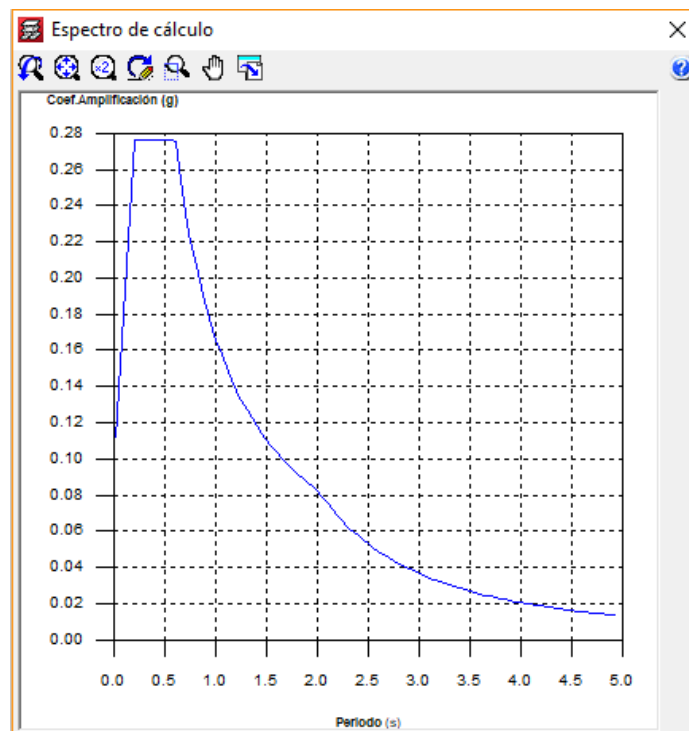


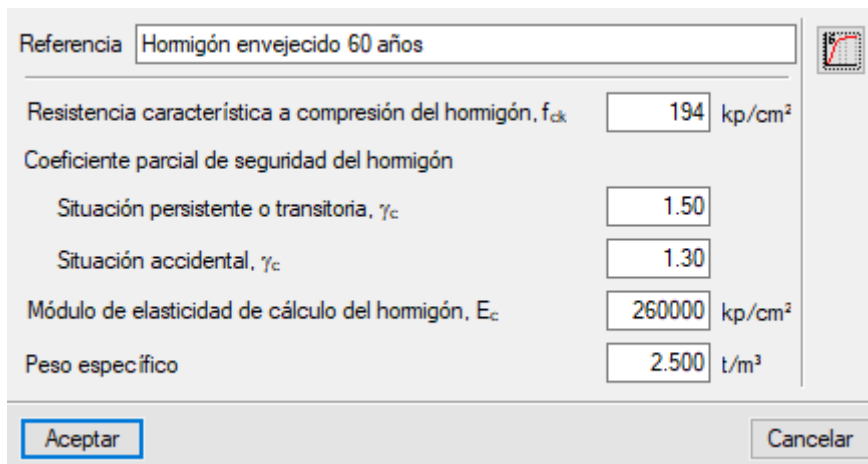
Figura 5.6.2 – Espectro de cálculo de la acción sísmica del modelo según Eurocódigo 08

5.7. Modelo real envejecido

Finalmente, para complementar el estudio quisimos implementar en CYPE las consecuencias del paso del tiempo sobre la estructura, ya que el edificio a estudiar lleva 54 años construido. De nuevo, el modelo no varía respecto al modelo real, la única variación introducida es un cambio en la resistencia a compresión del hormigón. El modelo sigue la normativa española NCSE-02.

Tal como se ha explicado en el apartado 3.6, hemos modelado las consecuencias del paso del tiempo como una reducción en la resistencia a compresión del hormigón del 24%. Teniendo en cuenta que la resistencia implementada originalmente es la resistencia a compresión estándar normativa a los 28 días con un valor de 25 MPa, la nueva resistencia se reduce a aproximadamente 19 MPa. Además, conjuntamente con la disminución de la resistencia a compresión, se redujo también el módulo de deformación lineal a 260000 kp/cm².

Normalmente CYPECAD no permite editar valores que estén fuera de los normativos, sin embargo, sí que permite añadir una biblioteca de hormigones personalizada, en la cual el usuario puede introducir un nuevo tipo de hormigón con los parámetros que guste (dentro de un rango lógico). Implementando un nuevo tipo de hormigón para nuestra estructura con la resistencia a compresión reducida podemos reproducir los efectos del envejecimiento de la estructura. Los parámetros del nuevo hormigón introducido son los siguientes:



Parámetro	Valor	Unidad
Resistencia característica a compresión del homigón, f_{ck}	194	kp/cm ²
Coeficiente parcial de seguridad del homigón		
Situación persistente o transitoria, γ_c	1.50	
Situación accidental, γ_c	1.30	
Módulo de elasticidad de cálculo del homigón, E_c	260000	kp/cm ²
Peso específico	2.500	t/m ³

Figura 5.7.1 – Parámetros para hormigón envejecido

6. Resultados

Tras realizar el cálculo en CYPE de los diferentes modelos, fuimos obteniendo los siguientes resultados. En este apartado se enumerarán de forma resumida algunos de los resultados más relevantes, mientras que el resto de resultados para el modelo final serán expuestos de forma más detallada en los *Anexos B y C*.

6.1. Resultados de modelos intermedios

Primero mostraremos el resumen de los resultados obtenidos durante la evolución de los diferentes modelos de cálculo para ver la progresión y diferencias entre los modelos. En el siguiente apartado se expondrá el resumen de resultados del modelo real final según la norma española NCSE-02 y su variante según norma europea del Eurocódigo 08, así como los resultados obtenidos para el modelo de envejecimiento.

Modelo de 1 planta:

- Desplazamientos máximos: Los desplazamientos máximos del eje Z en este modelo se hallan en la planta de cubierta bajo hipótesis de peso propio, con un desplazamiento máximo de **-1.65 mm** en las alas del edificio.

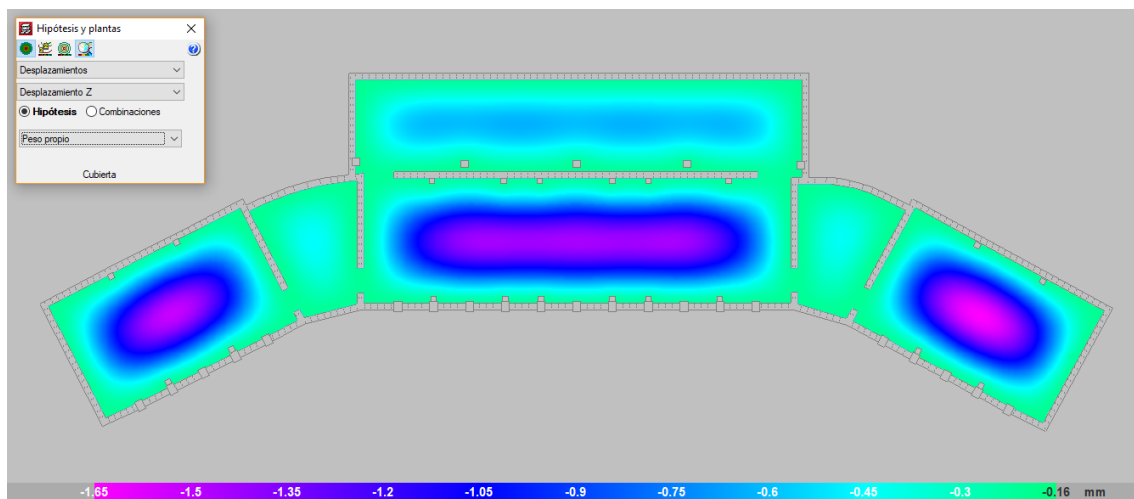


Figura 6.1.1 – Desplazamientos máximos del modelo de 1 planta

- Esfuerzos máximos: Los esfuerzos máximos se encuentran en la planta de cubierta, teniendo un valor máximo de cortante Y de **10.05 t/m** en los alrededores de los pilares auxiliares centrales.

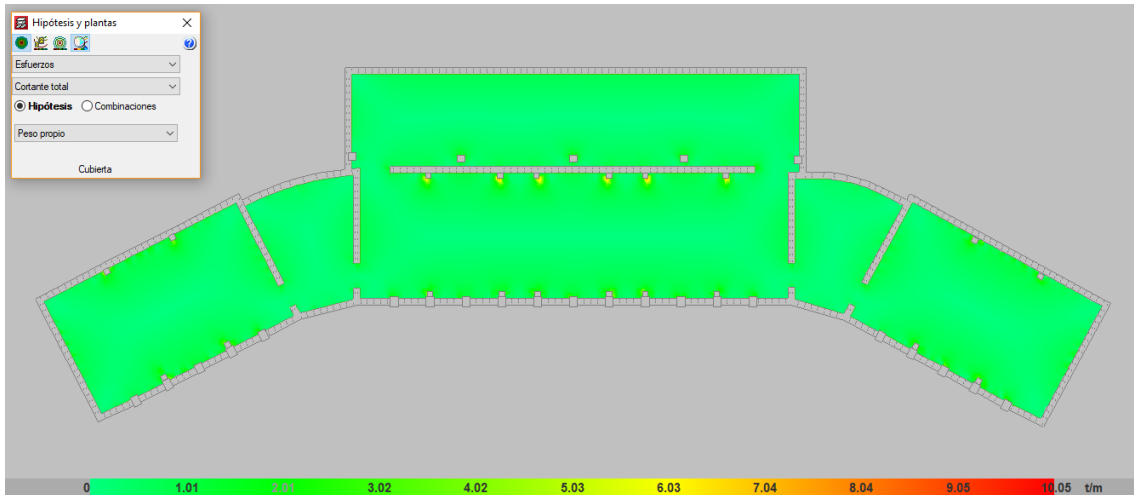


Figura 6.1.2 – Esfuerzos máximos del modelo de 1 planta

- Deformada: A continuación, se muestra una vista 3D de las deformaciones que sufre el modelo. La mayor deformación se encuentra en el muro de carga central con un valor máximo de unos **0.32 mm**.

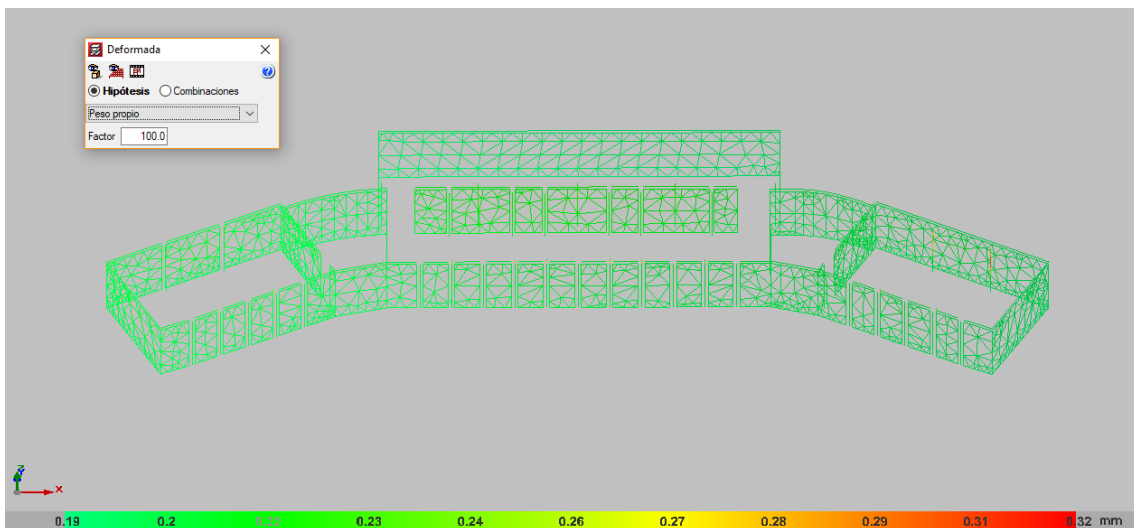


Figura 6.1.3 – Vista de la deformada del modelo de 1 planta

Gracias a esta primera prueba comprendimos mejor el funcionamiento de los diferentes elementos estructurales que ofrece CYPE y cómo implementarlos, así como la aplicación de las normativas pertinentes y los posibles errores que pueden surgir al calcular la estructura.

Los resultados obtenidos nos mostraron algunos de los errores más comunes que hemos ido obteniendo en los diversos modelos. Estos errores tienen que ver con incumplimiento de algunos aspectos de la normativa EHE-08.

A continuación, mencionaremos algunos de los errores y avisos más comunes con los que nos hemos ido encontrando a medida que realizábamos los cálculos de las simulaciones con CYPECAD y cómo los hemos ido resolviendo:

Avisos:

- a) Los muros en color amarillo que se aprecian en las capturas de los modelos por planta del apartado anterior indican un aviso que genera CYPE alertando al ingeniero de que se deberían anclar las armaduras inferiores de dichos muros, pero tal aviso no constituye un error de incumplimiento de normativa.
- b) "Grupo X - Secciones con refuerzo por punzonamiento o cortante". Este es un aviso que genera CYPE al acabar el cálculo y nos avisa de que ha tenido que añadir refuerzos a punzonamiento o cortante en algún punto de la losa del grupo X, dado que el hormigón no podía aguantar por sí solo los esfuerzos.
- c) "Se produce despegue en algunos puntos de la losa de cimentación". Este aviso nos indica que se produce despegue en la losa de cimentación. Esto es debido a que la losa de cimentación que modela CYPE es una losa continua y al estar la mayor parte del peso concentrado en el centro de la losa y haber poco peso en las alas, la losa comienza a flexionar y a despegarse en ciertos puntos. Sin embargo, en la realidad las losas de cimentación están formadas por diversas losas más pequeñas con anclajes entre ellas, dichos anclajes permiten cierto nivel de flexión entre las losas, con lo cual hace poco probable el despegue de la losa. Dado que carecíamos de la información de la disposición de la losa real y del conocimiento para añadir este tipo de losas ancladas en CYPE, este "error" lo consideramos más bien un aviso, ya que, aunque en el modelo sea un error, en un caso real es improbable que suceda.
- d) "Los muros ... han sido calculados teniendo en cuenta la hipótesis de diafragma rígido en los forjados". La hipótesis de diafragma rígido de CYPE consiste en que todos los puntos situados en un forjado se desplazan y giran sobre ese plano de forma solidaria, como si de un sólido rígido se tratara. Pero al contrario que un sólido rígido, sí pueden desplazarse y girar de forma independiente perpendicularmente a dicho plano, de ahí que se refieran a ello como diafragma y no sólido. El programa simplemente avisa de que está utilizando esta hipótesis, pero no infiere a ningún error ni es modificable.

Errores:

- i) Longitud de anclaje para pilares inferior a la exigida según normativa [Disposiciones relativas a las armaduras (EHE-08, Artículos 42.3, 54 y 69.4.1.1)]. Este error nos indica que no disponemos de longitud suficiente para anclar el arranque correctamente. Puede solucionarse reduciendo las dimensiones transversales del pilar, reduciendo así también la longitud de anclaje necesaria, o bien reduciendo el diámetro de la armadura longitudinal del pilar, aumentando la longitud de anclaje disponible. Decidimos optar por la segunda opción ya que al ser un edificio existente hemos de tratar de modelar el edificio tan similar a la realidad como nos sea posible, por lo tanto, evitaremos en la medida de lo posible modificar las dimensiones de las que disponemos. Sin embargo, dado que no disponemos de información estructural detallada, vemos conveniente permitirnos la libertad de modificar las armaduras de los pilares.

- ii) Separación de las armaduras transversales excesiva, según normativa [Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)]. Este error nos indica que estamos incumpliendo la separación longitudinal s_t entre armaduras transversales, la cual debe cumplir la siguiente condición para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón a compresión oblicua:

$$V_{rd} \leq \frac{1}{5} \cdot V_{ui} \rightarrow s_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot g \alpha) \leq 600mm \quad (6.1.1)$$

Donde:

d: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.
 α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

En este caso nos indicaba que la separación entre las armaduras transversales era excesiva, de modo que reduciendo dicha separación volvemos al cumplimiento de la normativa.

- iii) Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal insuficiente, según normativa [Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (EHE-08, Artículo 44)]. La cual indica que el cortante en la dirección Y debe satisfacer:

$$\sum \frac{A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen } \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot b_0 \quad (6.1.2)$$

Donde:

A_α : Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza.

$f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura A_α .

α : Ángulo de los estribos con el eje de la pieza.

b_0 : Anchura neta mínima del elemento.

$f_{ct,m}$: Resistencia media a tracción del hormigón.

$$f_{ct,m} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (6.1.3)$$

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

Dado que no podemos modificar las dimensiones ni las propiedades del hormigón, nos vemos obligados a alterar las variables del lado izquierdo, en nuestro caso la mejor solución era reducir la separación entre las armaduras transversales para aumentar el área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras.

Modelo simplificado:

- Desplazamientos máximos: Los desplazamientos máximos del eje Z en este modelo se hallan en la planta de cubierta bajo hipótesis de peso propio, con un desplazamiento máximo de **-2.36 mm** en las alas del edificio.

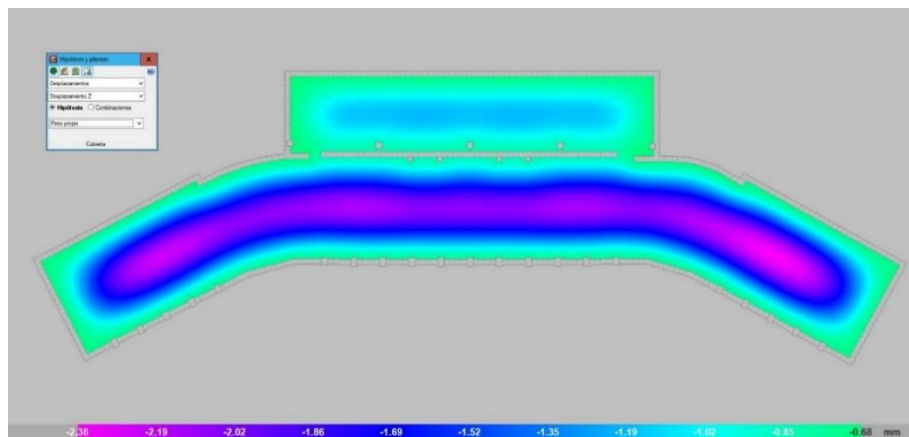


Figura 6.1.4 – Desplazamientos máximos del modelo de 5 plantas simplificado

- Esfuerzos máximos: Los esfuerzos máximos se encuentran de nuevo en la planta de cubierta, teniendo un valor máximo de cortante de **10.02 t/m** siendo la mayor parte de este cortante proveniente de la dirección Y en los alrededores de los pilares auxiliares centrales.

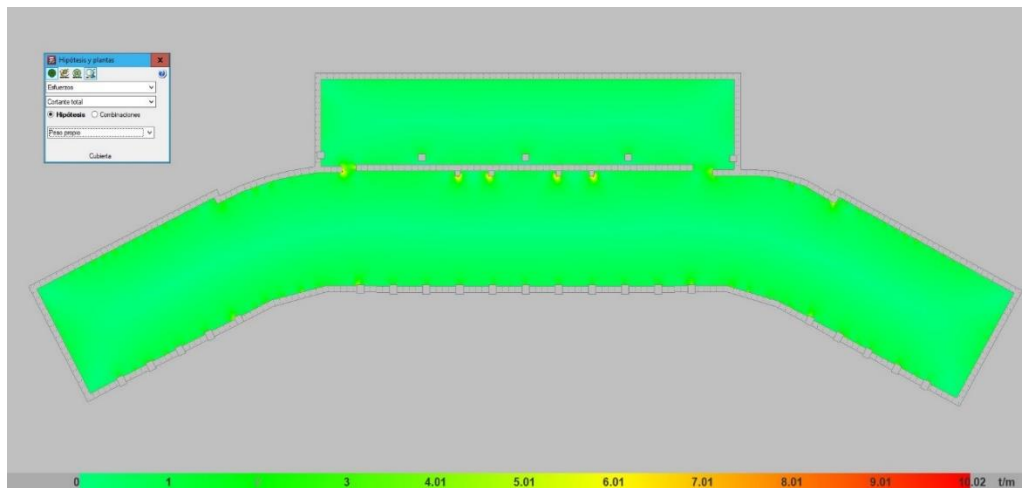


Figura 6.1.5 – Esfuerzos máximos del modelo de 5 plantas simplificado

- Deformada: A continuación, se muestra una vista 3D de las deformaciones que sufre el modelo. Como se puede observar la mayor deformación se encuentra en el muro de carga central con un valor máximo de unos **0.85 mm**.

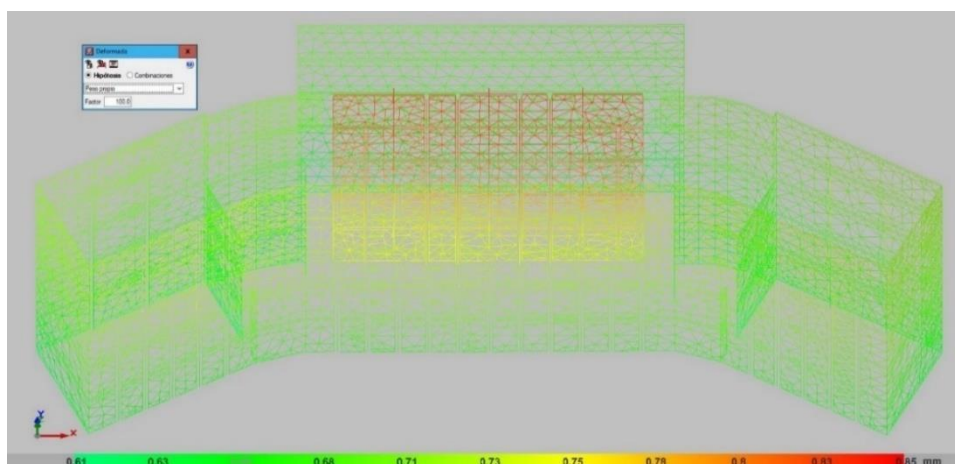


Figura 6.1.6 – Vista de la deformada del modelo de 5 plantas simplificado

Durante la realización de este modelo nos encontramos con los avisos a), b) y d) y con los errores i), ii) y iii)

Modelo simplificado con acción sísmica:

- Desplazamientos máximos: Los desplazamientos máximos del eje Z en este modelo se hallan en la planta de cubierta bajo hipótesis de peso propio, con un desplazamiento máximo de **-2.34 mm** en las alas del edificio.

También se observa que los desplazamientos debidos a la acción sísmica son causados por el Modo 1 del sismo en la dirección Y, con un valor máximo de **0.51 mm** en las esquinas traseras del edificio a partir de la planta 3, hasta la cubierta.

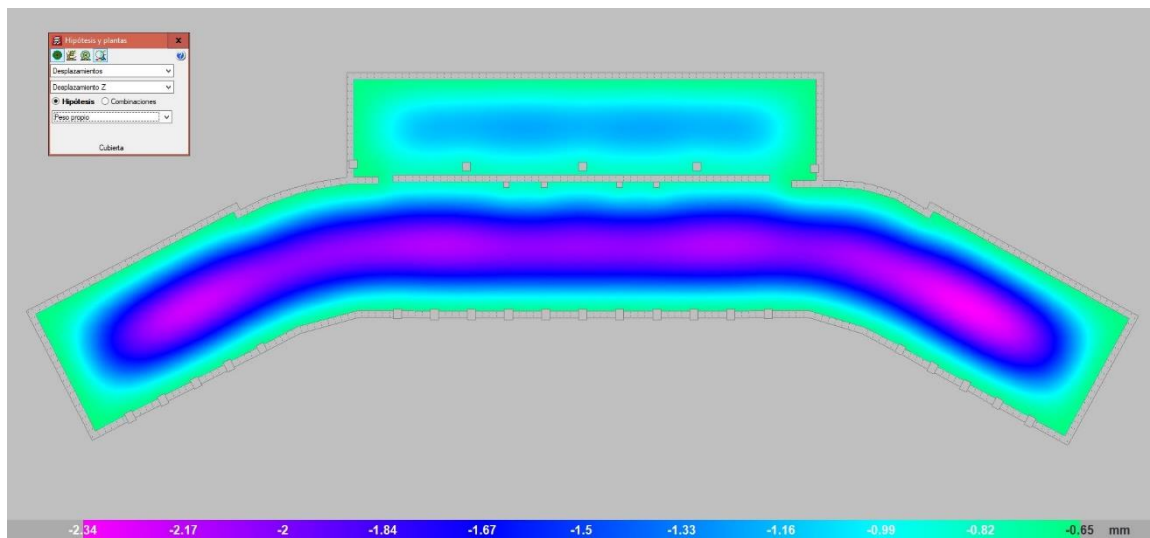


Figura 6.1.7 – Desplazamientos máximos según hipótesis de peso propio del modelo de 5 plantas simplificado

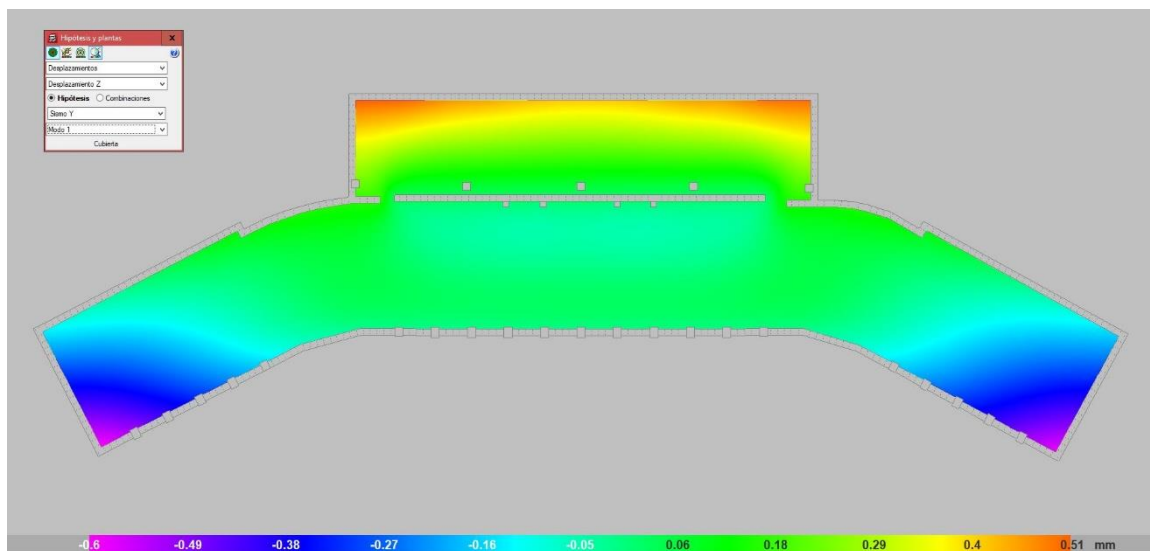


Figura 6.1.8 – Desplazamientos máximos según acción sísmica del modelo de 5 plantas simplificado

- Esfuerzos máximos: Los esfuerzos máximos se encuentran esta ocasión en la planta baja del edificio, teniendo un valor máximo de cortante de **24.61 t/m** en los alrededores de los pilares auxiliares centrales.

Al observar los efectos del seísmo en los esfuerzos máximos, se puede apreciar que son mayormente causados por el Modo 1 en la dirección Y del seísmo, también en la planta baja y con un valor máximo **27.53 t/m**.

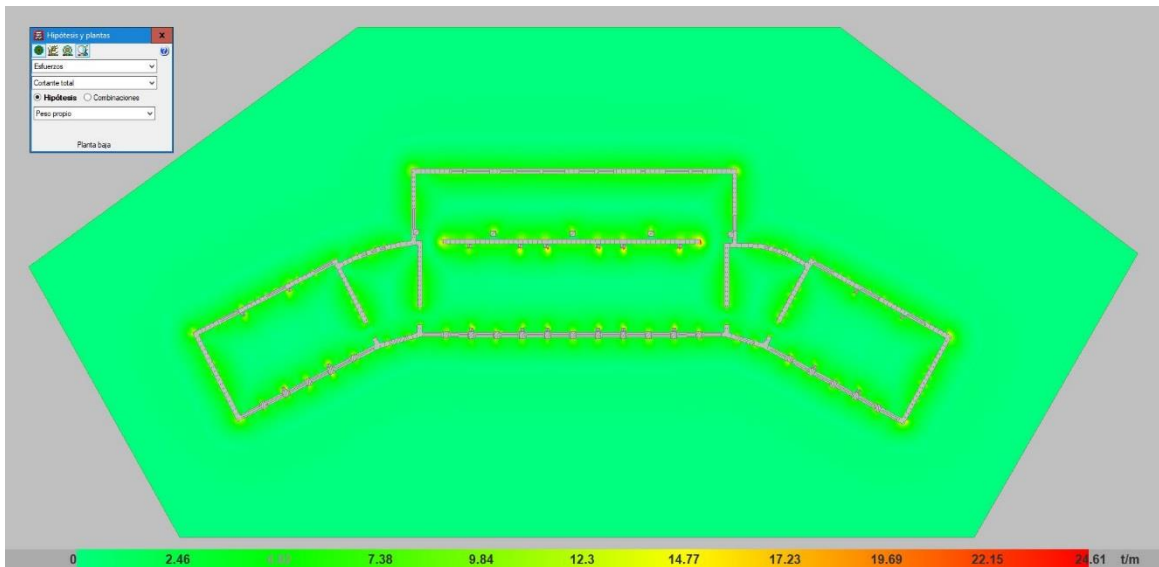


Figura 6.1.9 – Esfuerzos máximos según hipótesis de peso propio del modelo de 5 plantas simplificado

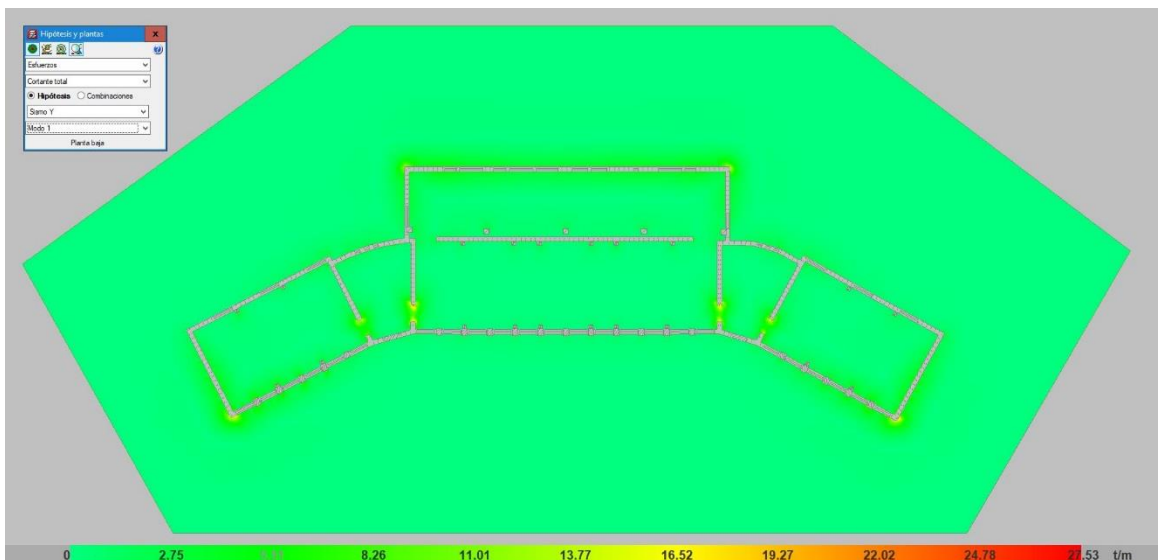


Figura 6.1.10 – Esfuerzos máximos según acción sísmica del modelo de 5 plantas simplificado

- Deformada: A continuación, se muestra una vista 3D de las deformaciones que sufre el modelo. Como se puede observar la mayor deformación se encuentra en el muro de carga central con un valor máximo de unos **0.85 mm**.

Teniendo en cuenta los efectos del sismo, se pueden observar las diferentes deformaciones provocadas por éste y la contribución de cada dirección del sismo. La dirección X del sismo provoca deformaciones máximas en las alas de la cubierta, con un valor máximo de **2.06 mm** en su segundo modo, mientras que la dirección Y del sismo provoca deformaciones máximas en las últimas plantas del edificio, con un valor máximo de **3.56 mm** en su primer modo.

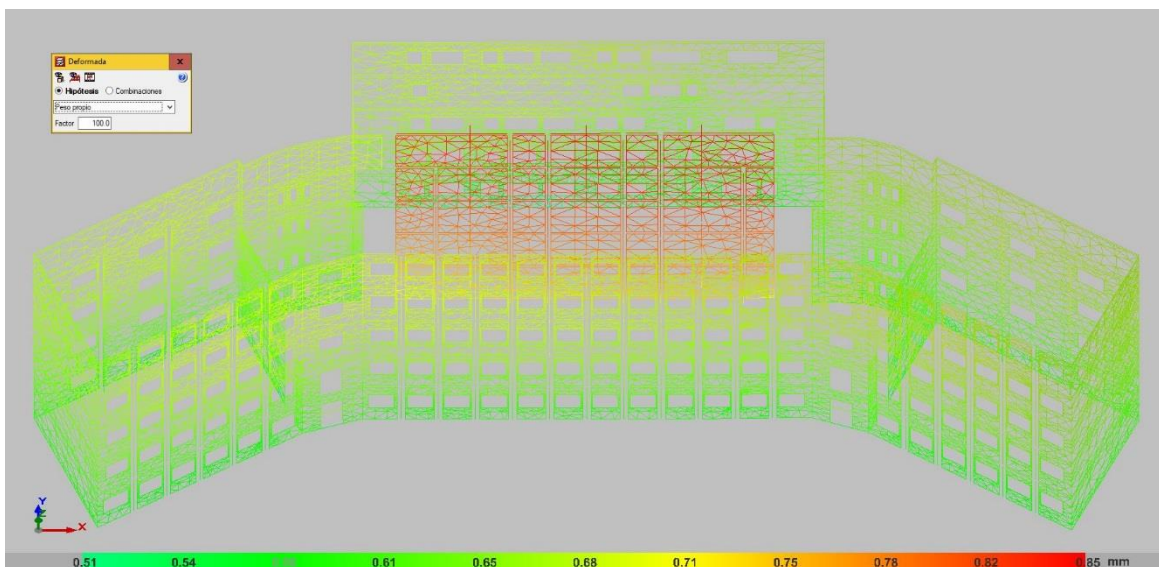


Figura 6.1.11 – Vista de la deformada según hipótesis de peso propio del modelo de 5 plantas simplificado

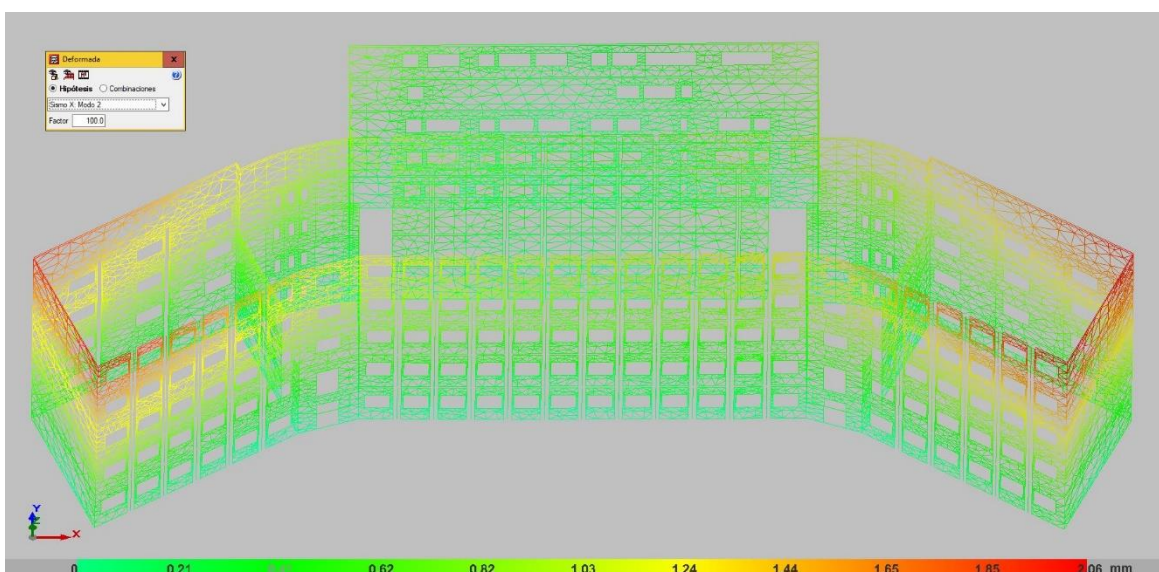


Figura 6.1.12 – Vista de la deformada según acción sísmica en dirección X del modelo de 5 plantas simplificado

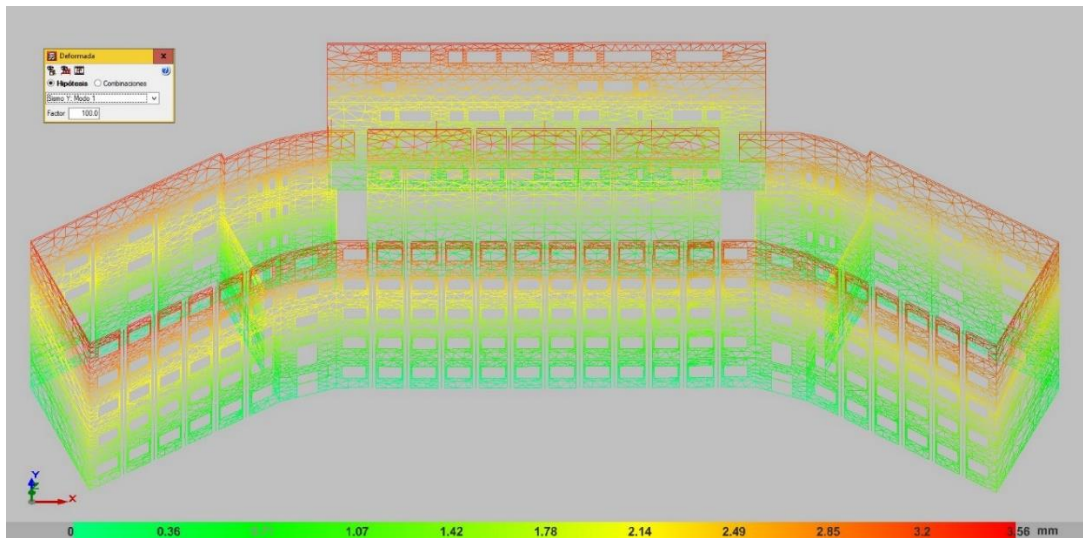


Figura 6.1.13 – Vista de la deformada según acción sísmica en dirección Y del modelo de 5 plantas simplificado

Durante la realización de este modelo nos encontramos con los avisos a), b) y d) y con los errores i), ii) y iii)

Modelo real idealizado

- Desplazamientos máximos: Los desplazamientos máximos del eje Z en este modelo se hallan en la primera planta bajo hipótesis de peso propio, con un desplazamiento máximo de **-5.86 mm** en forjado de la planta baja. También podemos observar que los desplazamientos debidos a la acción sísmica son causados por el Modo 1 del sismo en la dirección Y, con un valor máximo de **0.15 mm** en las esquinas traseras del edificio a partir de la planta 3, hasta la cubierta.

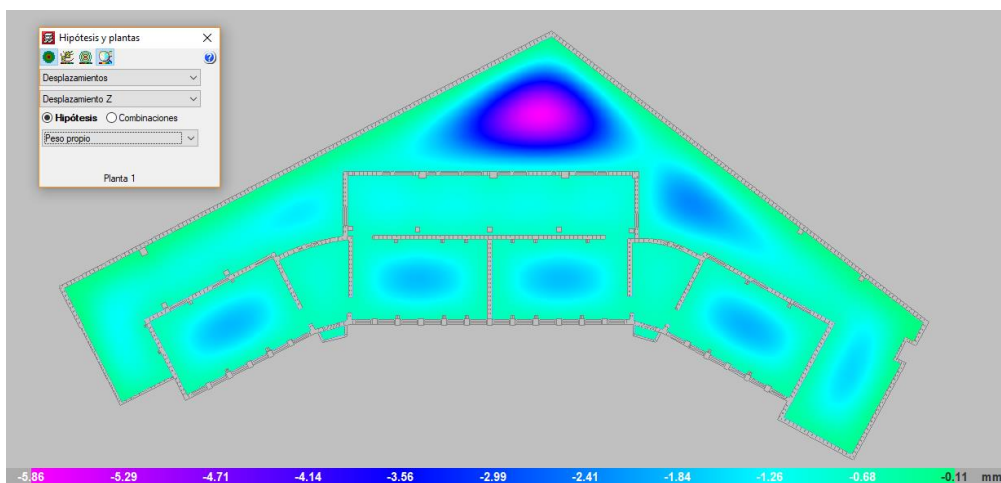


Figura 6.1.14 – Desplazamientos máximos bajo hipótesis de peso propio del modelo real idealizado

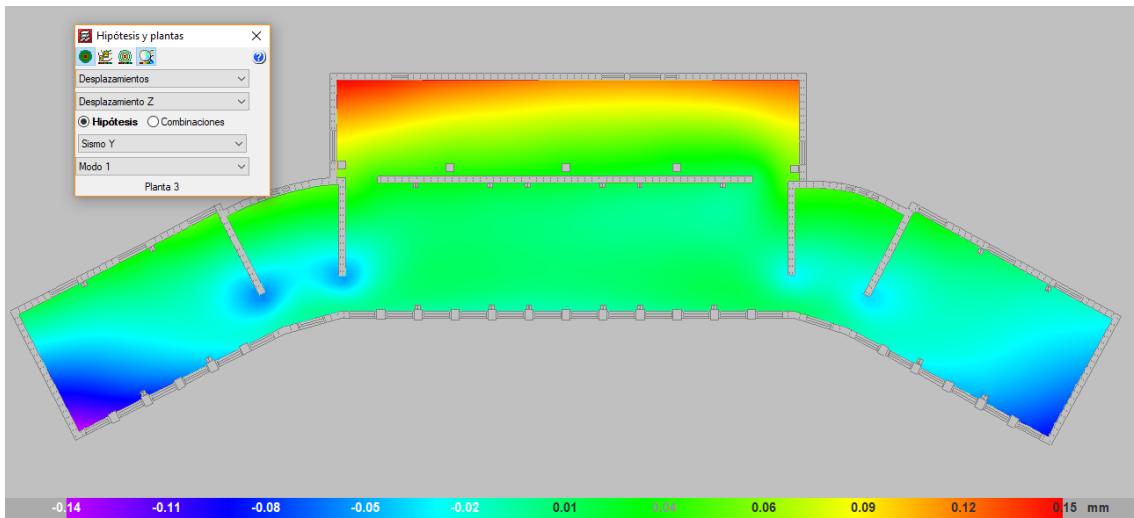


Figura 6.1.15– Desplazamientos máximos bajo acción sísmica del modelo real idealizado

- Esfuerzos máximos: Los esfuerzos máximos se encuentran esta ocasión en la planta baja del edificio, teniendo un valor máximo de cortante de **43.87 t/m** en los alrededores de los pilares auxiliares centrales, sin embargo, los puntos donde se produce este cortante máximo son pequeños y poco comunes. El siguiente valor más grande de cortante podríamos tomarlo alrededor de **30.00 t/m**, ya que es aproximadamente el valor más presente en las zonas amarillas que se ven en la imagen.

Al observar los efectos del seísmo en los esfuerzos máximos, pudimos apreciar que son mayormente causados por el Modo 1 en la dirección Y del seísmo, también en la planta baja y con un valor máximo **5.6 t/m**.

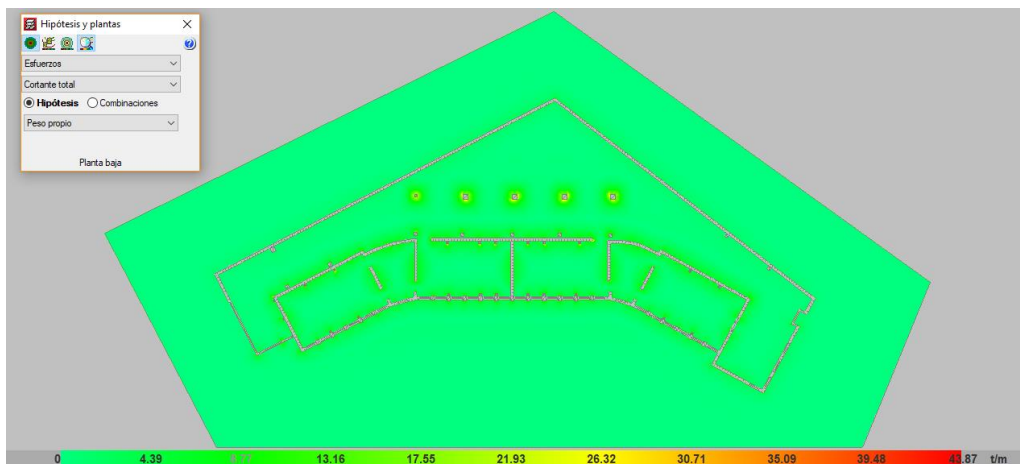


Figura 6.1.16 – Esfuerzos máximos bajo hipótesis de peso propio en planta baja del modelo real idealizado

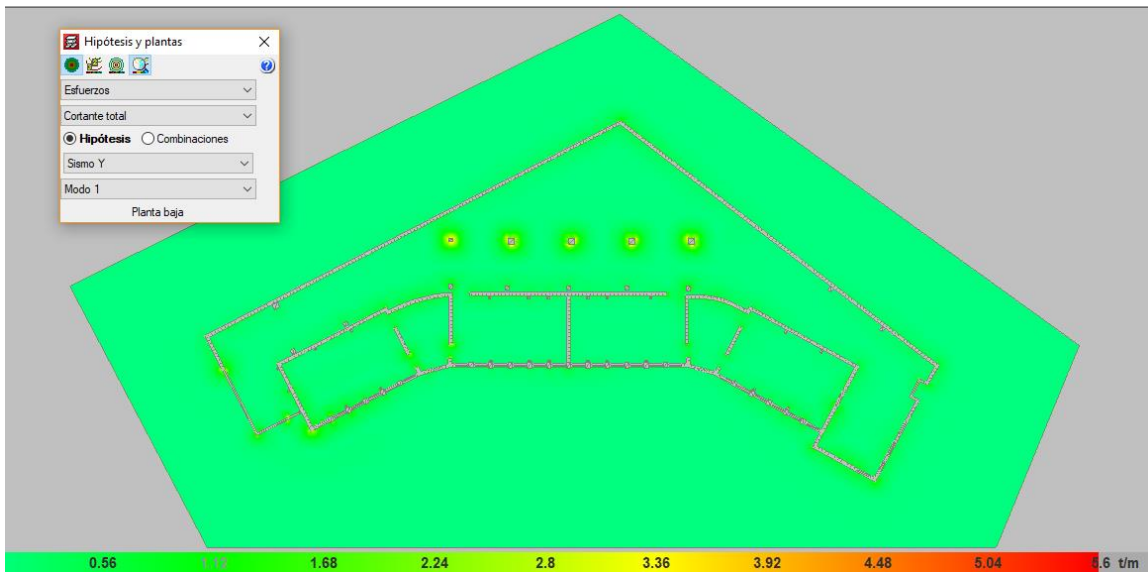


Figura 6.1.17 – Esfuerzos máximos bajo acción sísmica del modelo real idealizado

- Deformada: A continuación, se muestra una vista 3D de las deformaciones que sufre el modelo. Como se puede observar la mayor deformación se encuentra en el muro de carga trasero con un valor máximo de unos **1.13 mm**.

Teniendo en cuenta los efectos del seísmo, podemos observar las diferentes deformaciones provocadas por éste y la contribución de cada dirección del seísmo. La dirección X del seísmo provoca deformaciones máximas en las alas de la cubierta, con un valor máximo de **0.58 mm** en su segundo modo, mientras que la dirección Y del seísmo provoca deformaciones máximas en el ala izquierda de la cubierta, con un valor máximo de **0.89 mm** en su primer modo.

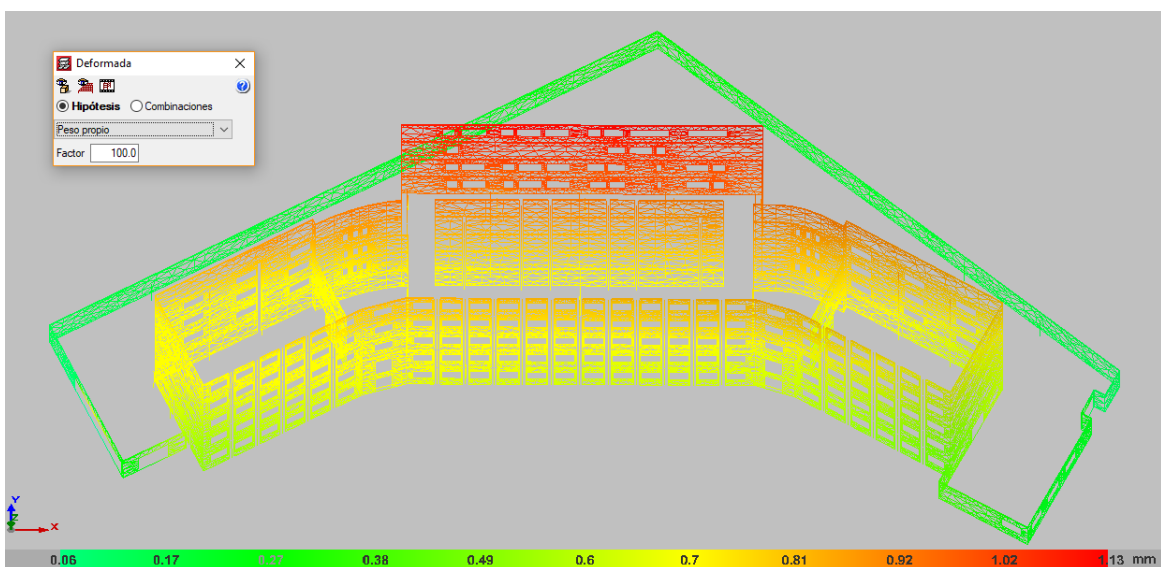


Figura 6.1.18 – Vista deformada bajo hipótesis de peso propio del modelo real idealizado

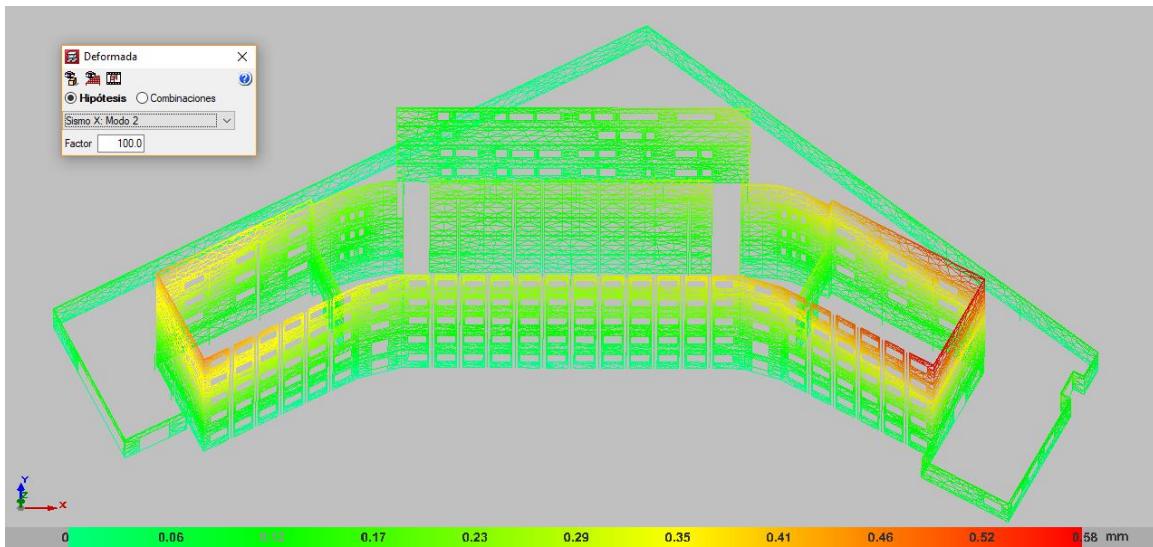


Figura 6.1.19 – Vista deformada bajo acción sísmica en dirección X del modelo real idealizado

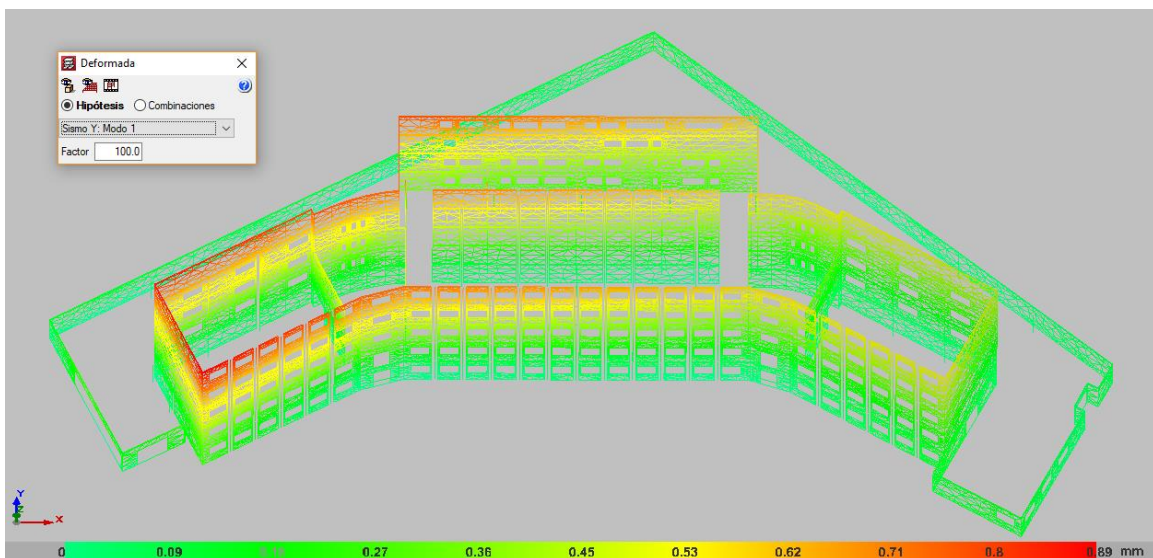


Figura 6.1.20 – Vista deformada bajo acción sísmica en dirección Y del modelo real idealizado

Durante la realización de este modelo nos encontramos con los avisos a), b), c) d) y con los errores i), ii) y iii).

6.2. Resultados del modelo final

6.2.1. Según normativa española NCSE-02

- Desplazamientos máximos: Los desplazamientos máximos del eje Z en este modelo se hallan en la primera planta bajo hipótesis de peso propio, con un desplazamiento máximo de **-2.07 mm** en forjado de la planta baja.

Tiene sentido que el lugar donde se hallan los desplazamientos máximos sea el indicado en la *Figura 6.2.1.1*, ya que es la zona donde los puntos de la losa se encuentran más alejados de cualquier elemento de soporte, por lo que hay menos elementos que se opongan a esta deformación. La deformación máxima encontrada no supone un peligro para la integridad estructural del edificio.

También podemos observar que los desplazamientos debidos a la acción sísmica son causados por el Modo 1 del sismo en la dirección Y, con un valor máximo de **-0.11 mm** en las esquinas traseras del edificio a partir de la planta 3, hasta la cubierta. Como era de esperar, el seísmo no produce grandes deformaciones en el edificio, ya que la mayoría de sus efectos se encuentran en los otros ejes. Además, el propio peso de la estructura tiene mucha más relevancia en carácter general que el seísmo introducido.

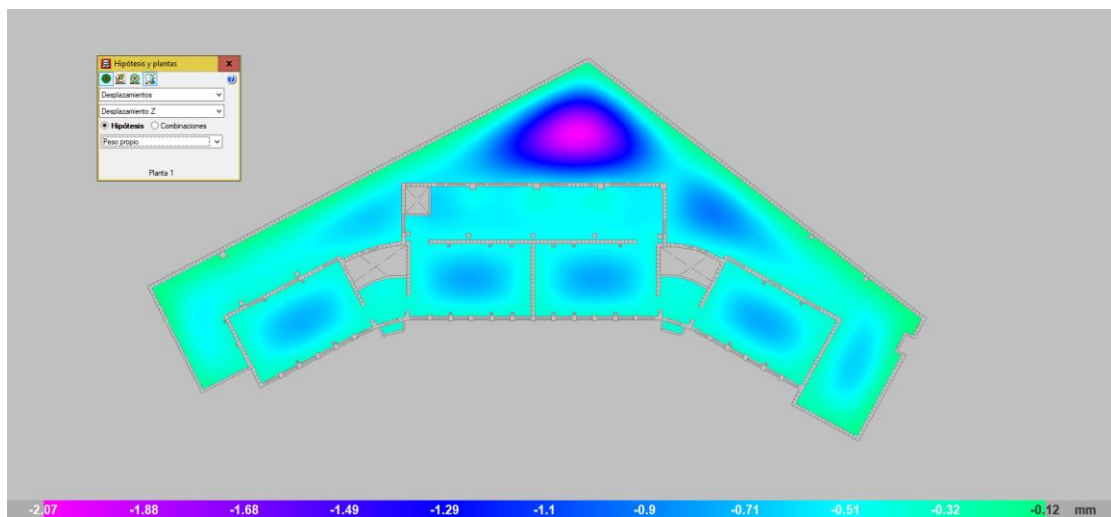


Figura 6.2.1.1 – Desplazamientos máximos bajo hipótesis de peso propio del modelo real según norma NCSE-02

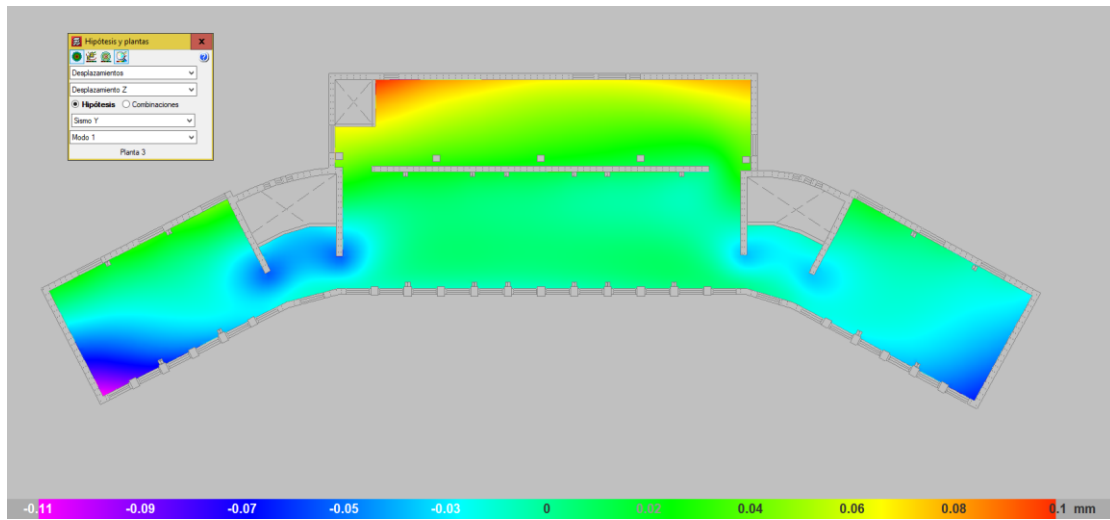


Figura 6.2.1.2 – Desplazamientos máximos bajo acción sísmica del modelo según norma NCSE-02

- Esfuerzos máximos: Los esfuerzos máximos se encuentran esta ocasión en la planta baja del edificio, teniendo un valor máximo de cortante de **58.39 t/m** en los alrededores de los pilares auxiliares centrales, sin embargo, los puntos donde se produce este cortante máximo son pequeños y poco comunes. El siguiente valor más grande de cortante es de **45.00 t/m**, ya que es aproximadamente el valor más presente en las zonas anaranjadas que se ven en la imagen.

Podemos apreciar que estos valores más altos se centran en los pilares del salón de actos. Eso puede ser debido a que los esfuerzos se concentran en un área mucho más pequeña que si se tratara de un muro, que tiene capacidad de repartir las cargas a lo largo de toda su extensión.

Al observar los efectos del seísmo en los esfuerzos máximos, podemos apreciar que son mayormente causados por el Modo 1 en la dirección Y del seísmo, también en la planta baja y con un valor máximo **13.46 t/m**.

Los efectos producidos por el seísmo son muy similares en distribución a los producidos por el peso propio, pero a una escala menor.

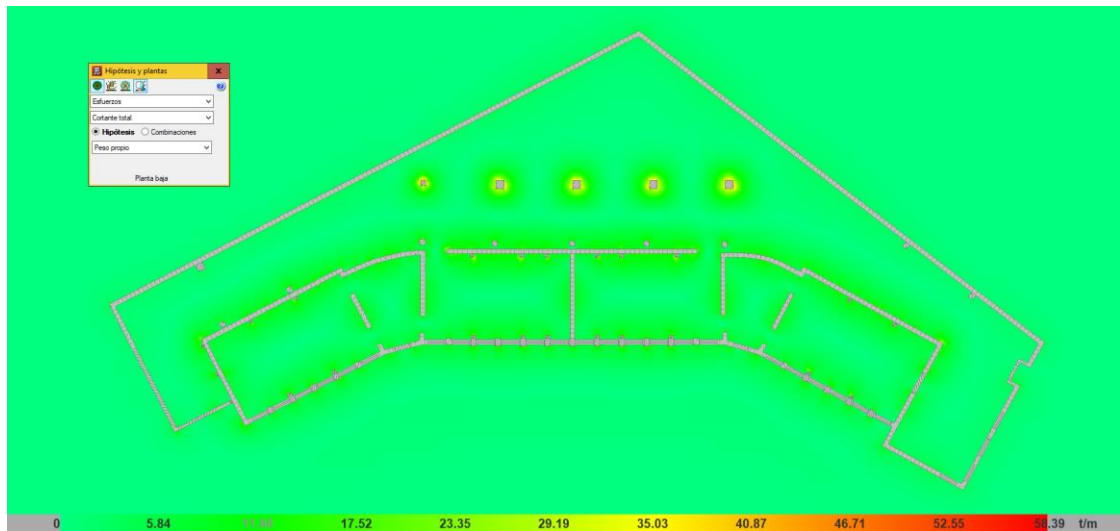


Figura 6.2.1.3 – Esfuerzos máximos bajo hipótesis de peso propio en planta baja del modelo real según norma NCSE-02

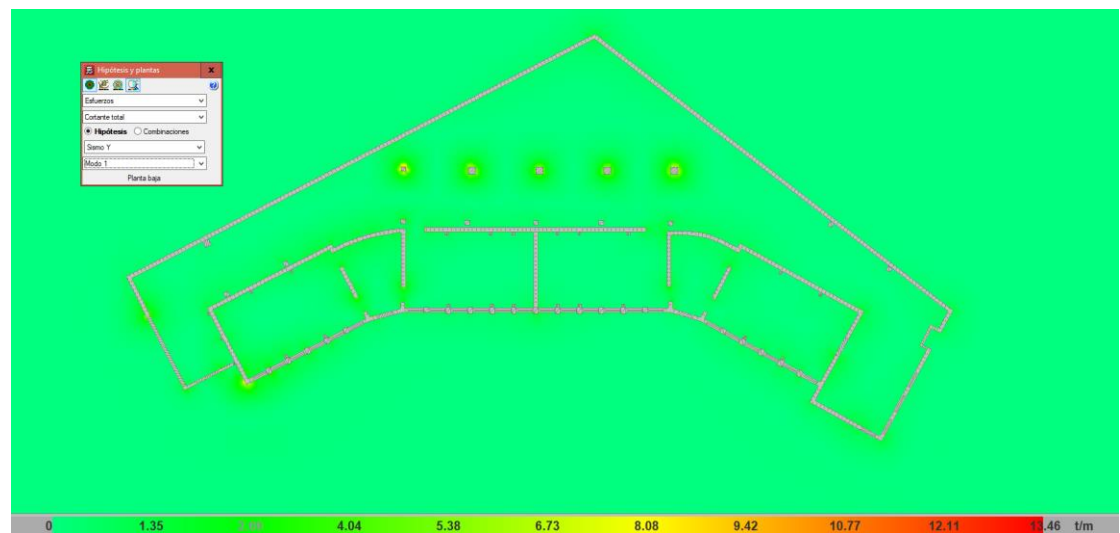


Figura 6.2.1.4 – Esfuerzos máximos bajo acción sísmica del modelo real según norma NCSE-02

- Deformada: A continuación, se muestra una vista 3D de las deformaciones que sufre el modelo. En esta ocasión la mayor deformación la encontramos en las vigas del hueco de la escalera de la cuarta planta, con un valor máximo de unos **1.43 mm**. El valor de la deformación en esas vigas es casi un 50% más alto que en el resto de la estructura, lo que lleva a pensar que quizás no es del todo correcto. Eso puede ser a que esa zona es una de las que más sufre por limitaciones de modelado, ya que no entra en juego el efecto que puedan tener las escaleras al hacer que el hueco no sea completamente vacío. Aun así, este valor de deformación no es suficiente como para provocar ningún fallo o daño en la estructura.

Teniendo en cuenta los efectos del seísmo, se pueden observar las diferentes deformaciones provocadas por éste y la contribución de cada dirección del sismo. La dirección X del seísmo provoca deformaciones máximas en el ala derecha de la cubierta, con un valor máximo de **0.56 mm** en su segundo modo, mientras que la dirección Y del seísmo provoca deformaciones máximas en el ala izquierda de la cubierta, con un valor máximo de **0.83 mm** en su primer modo.

Las deformaciones globales del edificio entran dentro de lo esperado, ya que el edificio se va deformando progresivamente desde las plantas inferiores a las superiores. Este es el fenómeno esperado en cargas aplicadas desde el suelo debido a que es el propio suelo el que se deforma y las plantas inferiores mantienen más contacto con él que las superiores.

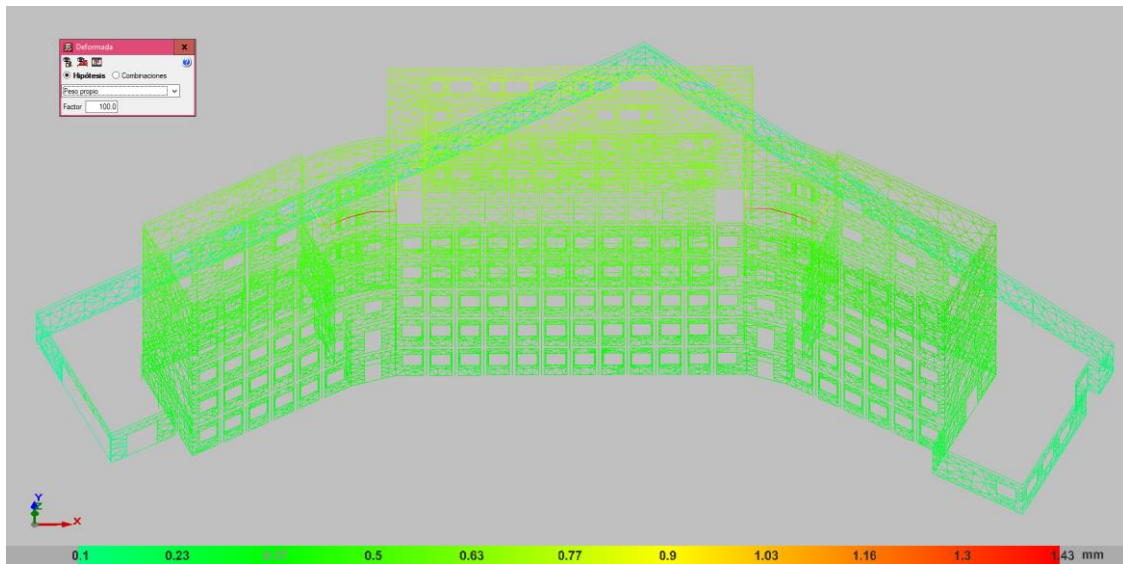


Figura 6.2.1.5 – Vista deformada bajo hipótesis de peso propio del modelo real según norma NCSE-02

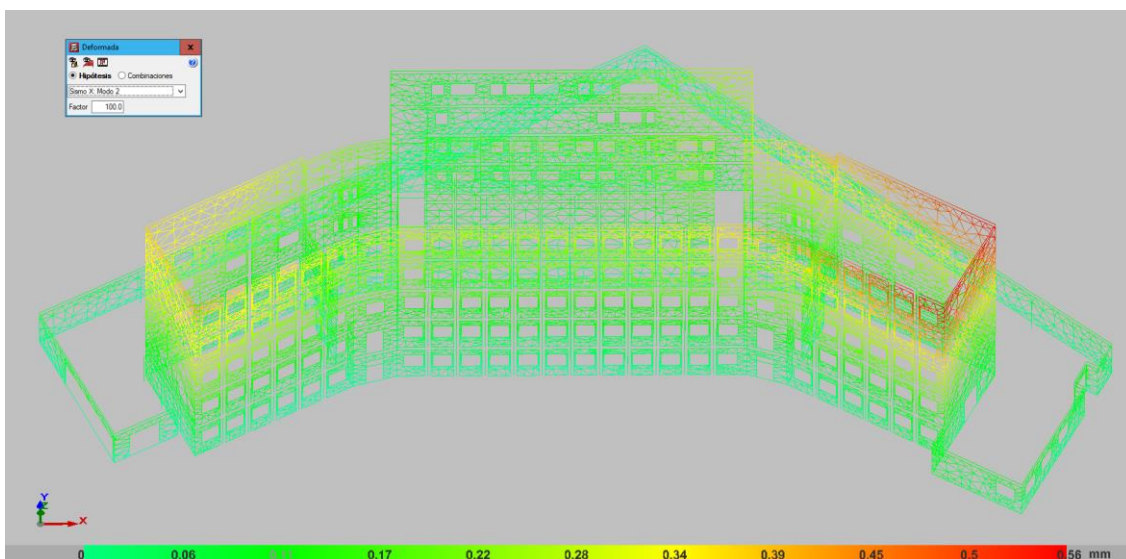


Figura 6.2.1.6 – Vista deformada bajo acción sísmica en dirección X del modelo real según norma NCSE-02

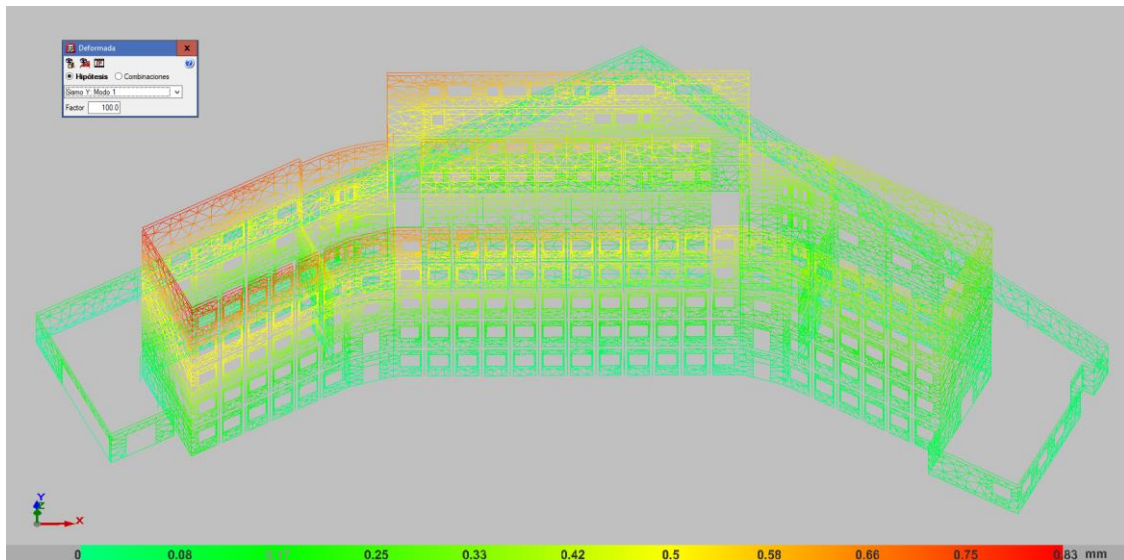


Figura 6.2.1.7 – Vista deformada bajo acción sísmica en dirección Y del modelo real según norma NCSE-02

Durante la realización de este modelo nos encontramos con los avisos a), b), c) y d) y con los errores i), ii) y iii)

6.2.2. Según normativa europea Eurocódigo 08

Al calcular el modelo mediante la normativa europea observamos que un par de muros incumplen el artículo 5.4.1.2.5(1)P de esta normativa, el cual estipula que las paredes de carga no deberán ser apoyadas sobre vigas o losas. Los muros afectados son los indicados en rojo en la siguiente imagen marcados con un (1):

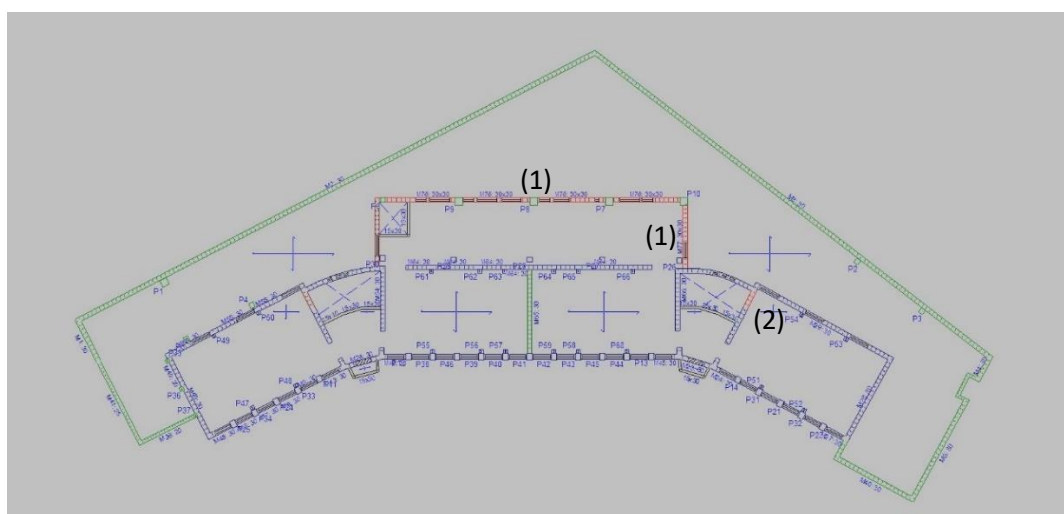


Figura 6.2.2.1 – Modelo en CYPE de la planta 1 del modelo real según Eurocódigo 08, los muros resaltados en rojo indican un incumplimiento en normativa

Sin embargo, este error es extraño, ya que hay otros muros en el modelo que arrancan desde la losa de la primera planta y no muestran este error. Sospechamos que este error tiene que ver con que los muros descansan directamente sobre pilares y que, al definir su cimentación como un apeo, CYPE coloca automáticamente bajo estos muros una viga, lo cual puede ser el causante del incumplimiento de la normativa. Hay otro muro (2) que incumple con normativas referentes al armado de muros, el cual por mucho que modifiquemos su armado no somos capaces de satisfacer.

No obstante, aunque el modelo presente ciertos incumplimientos de la normativa europea, esto no supone un impedimento a la hora realizar el cálculo y ver los efectos que tendría el nuevo sismo sobre el modelo.

Como era de esperar, los resultados obtenidos no varían de zona, pero sí de valor ya que la única modificación realizada es el cambio de seísmo según la normativa.

- Desplazamientos máximos: Los desplazamientos máximos del eje Z en este modelo se hallan en la primera planta bajo hipótesis de peso propio, con un desplazamiento máximo de **-1.83 mm** en forjado de la planta baja. La pequeña reducción en los desplazamientos respecto al modelo con normativa española puede ser debida a que al realizar el cambio de normativa se debieron reajustar algunos de los armados a unos menores, reduciendo un poco el peso propio de la estructura.

También podemos observar que los desplazamientos debidos a la acción sísmica son causados por el Modo 1 del sismo en la dirección Y, con un valor máximo de **-0.34 mm** en las esquinas traseras del edificio a partir de la planta 3, hasta la cubierta. Los desplazamientos debidos al seísmo son mayores que cuando se hace el cálculo con la normativa española, cosa que probablemente se deba a la diferencia entre los terremotos aplicados por cada norma.

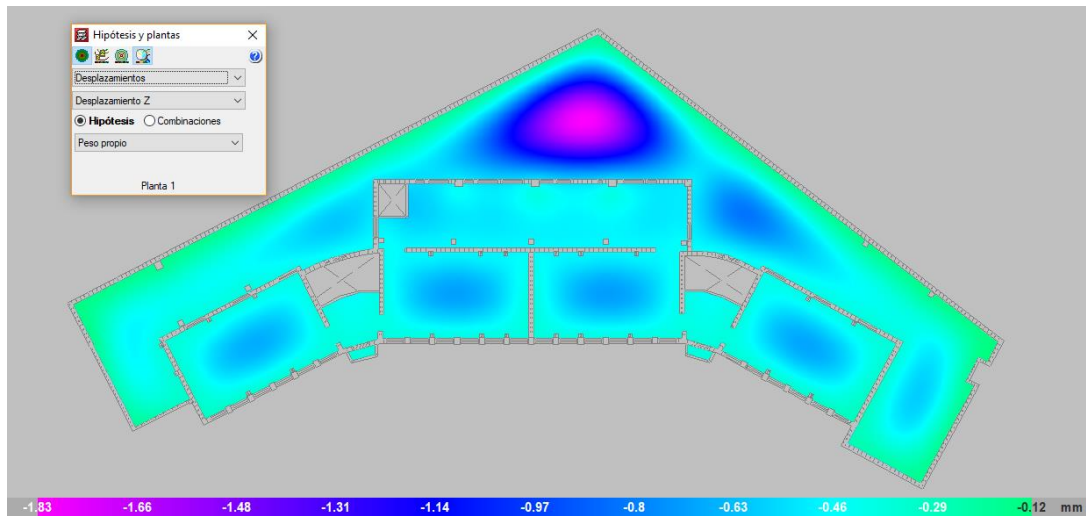


Figura 6.2.2.2 – Desplazamientos máximos bajo hipótesis de peso propio del modelo real según Eurocódigo 08

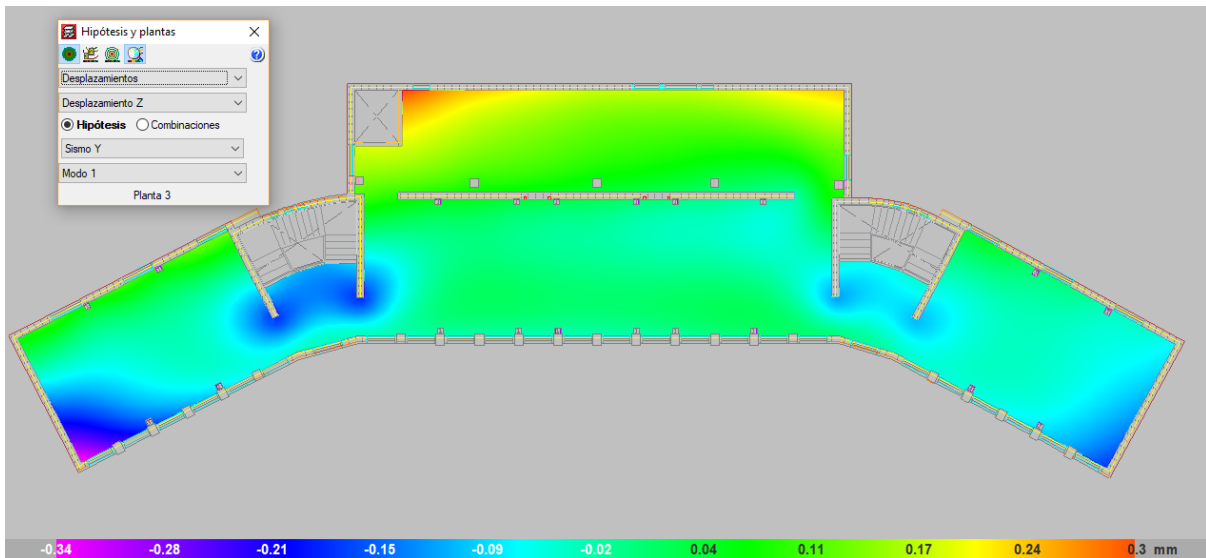


Figura 6.2.2.3 – Desplazamientos máximos bajo acción sísmica del modelo según Eurocódigo 08

- Esfuerzos máximos: Los esfuerzos máximos se encuentran esta ocasión en la planta baja del edificio, teniendo un valor máximo de cortante de **60.23 t/m** en los alrededores de los pilares auxiliares centrales, sin embargo, los puntos donde se produce este cortante máximo son pequeños y poco comunes. El siguiente valor más grande de cortante es de **40.00 t/m**, ya que es aproximadamente el valor más presente en las zonas amarillas anaranjadas que se ven en la imagen. De nuevo, observamos que apenas varían los esfuerzos entre ambos modelos, ya que el único cambio realizado es el de normativa. Sin embargo, se aprecia un pequeño aumento en este modelo con normativa europea que puede estar debido a la reestructuración de armados a unos más esbeltos, haciendo que éstos pierdan eficiencia absorbiendo los esfuerzos.

Al observar los efectos del seísmo en los esfuerzos máximos, podemos apreciar que son mayormente causados por el Modo 1 en la dirección Y del seísmo, también en la planta baja alrededor del pilar más fino que aguanta la estructura de las plantas superiores y con un valor máximo **70.85 t/m**, todo y que no se aprecia ningún punto que llegue a tal valor, siendo más común un valor de aproximadamente **60.85 t/m**. Este valor es más de cinco veces lo encontrado en la normativa española, pero estos valores más altos se centran alrededor de un único pilar. Esto puede ser debido a la diferencia de potencia del terremoto, junto con la posible reducción de los armados de la estructura, haciendo que los elementos estructurales pierdan eficiencia a la hora de absorber esfuerzos y haya mayores tensiones concentradas en ese pilar.

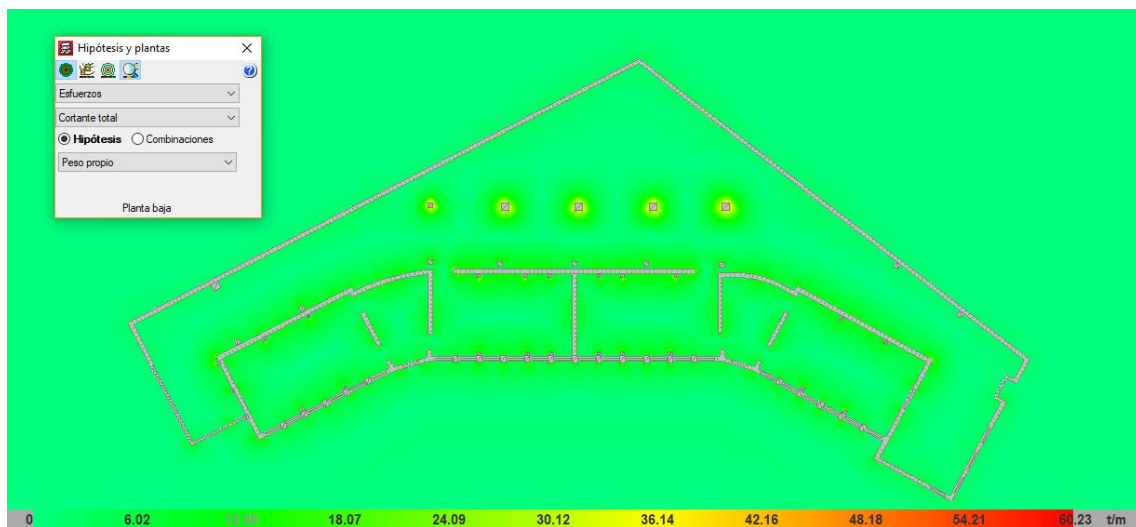


Figura 6.2.2.4 – Esfuerzos máximos bajo hipótesis de peso propio en planta baja del modelo real según Eurocódigo 08

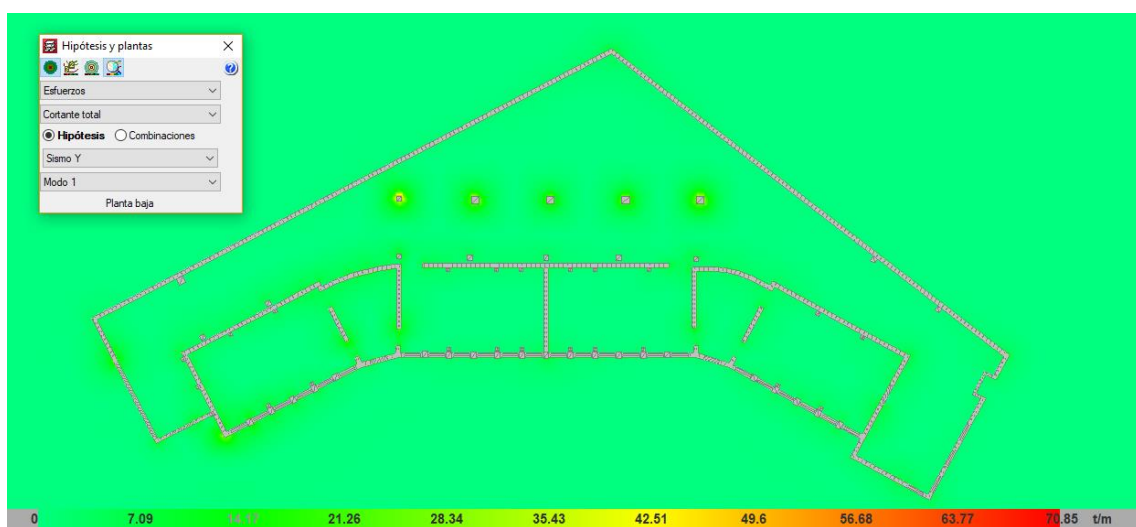


Figura 6.2.2.5 – Esfuerzos máximos bajo acción sísmica del modelo real según Eurocódigo 08

- Deformada: A continuación, se muestra una vista 3D de las deformaciones que sufre el modelo. En esta ocasión la mayor deformación la encontramos en las vigas del hueco de la escalera de la cuarta planta, con un valor máximo de unos **1.28 mm**. Como hemos ido observando anteriormente, se mantiene la tendencia respecto a los desplazamientos también en las deformaciones. Los lugares más afectados se mantienen y el valor también, aunque con una pequeña reducción debida seguramente a la reducción del peso de la estructura.

Teniendo en cuenta los efectos del sismo, podemos observar las diferentes deformaciones provocadas por éste y la contribución de cada dirección del sismo. La dirección X del sismo provoca deformaciones máximas en el ala derecha de la cubierta, con un valor máximo de **1.58 mm** en su segundo modo, mientras que la dirección Y del sismo provoca deformaciones máximas en el ala izquierda de la cubierta, con un valor máximo de **2.39 mm** en su primer modo. Estos valores de deformación representan un aumento de 3 veces los valores predichos por la normativa española. Como se ha mencionado en los apartados anteriores, el cambio en los valores del sismo calculado, junto a los cambios relacionados al cambio de normativa de construcción son los responsables de esa variación.

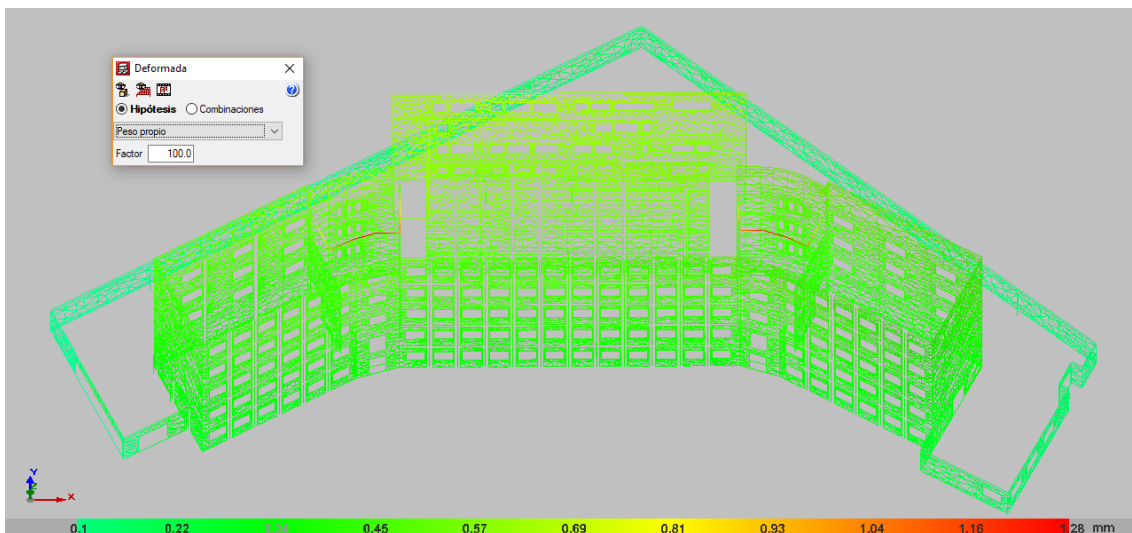


Figura 6.2.2.6 – Vista deformada bajo hipótesis de peso propio del modelo real según Eurocódigo 08

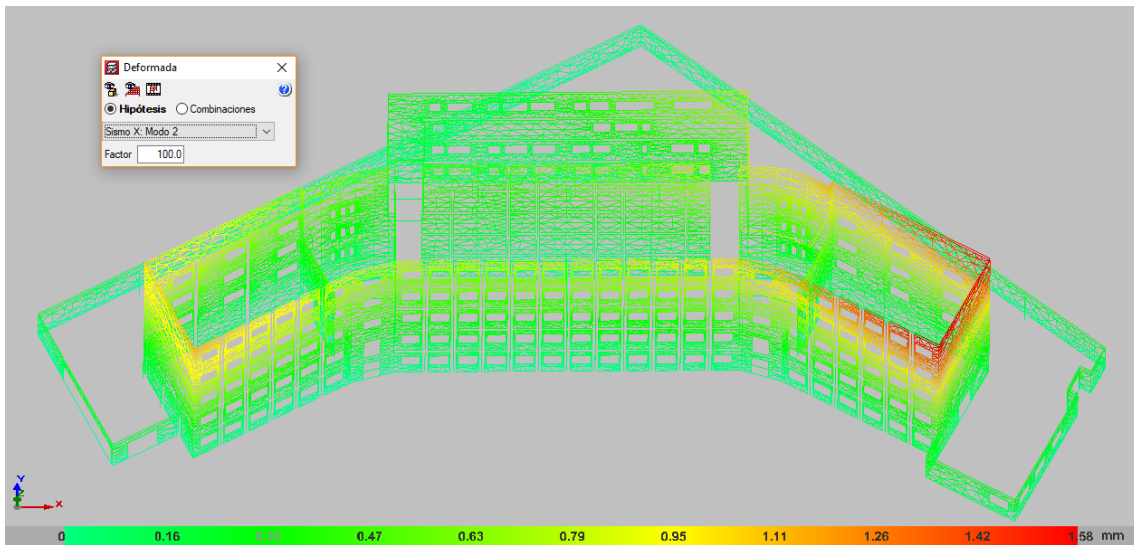


Figura 6.2.2.6 – Vista deformada bajo acción sísmica en dirección X del modelo real según Eurocódigo 08

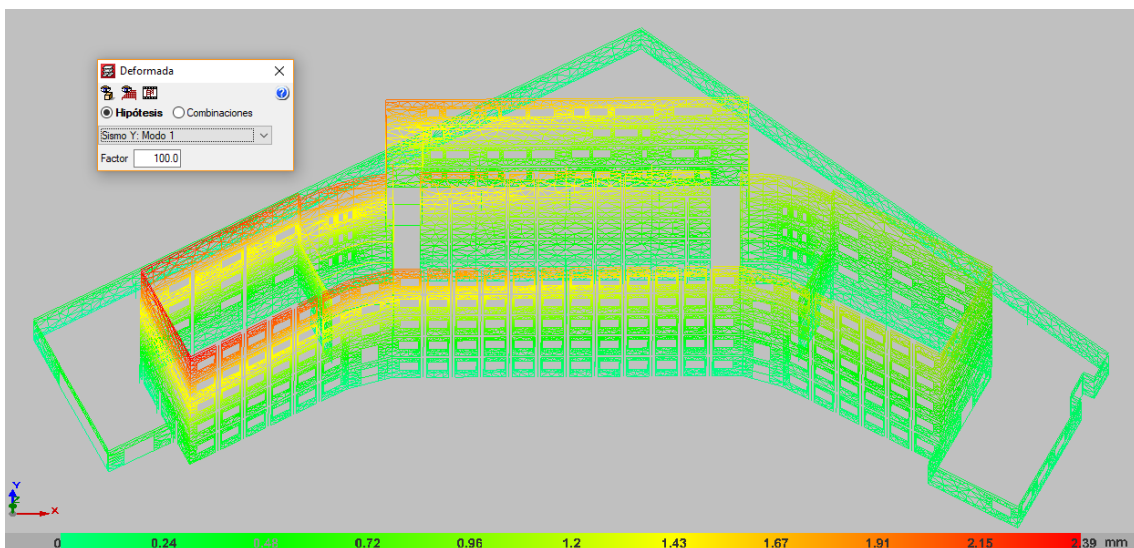


Figura 6.2.2.7 – Vista deformada bajo acción sísmica en dirección Y del modelo real según Eurocódigo 08

Durante la realización de este modelo nos encontramos con los avisos a), b), c) y d) y con los errores i), ii) y iii)

6.3. Resultados del modelo envejecido

En este modelo comenzamos a observar tensiones en la losa de cimentación que superan las tensiones máximas admisibles para situaciones accidentales a causa del seísmo. Recordemos que para nuestro tipo de suelo (limos) estas tensiones máximas admisibles son de 1,80 kp/cm² en situaciones persistentes y 1,20 kp/cm² en situaciones accidentales. Como se puede observar en la siguiente imagen, estas tensiones como máximo exceden por únicamente +0,05 kp/cm².

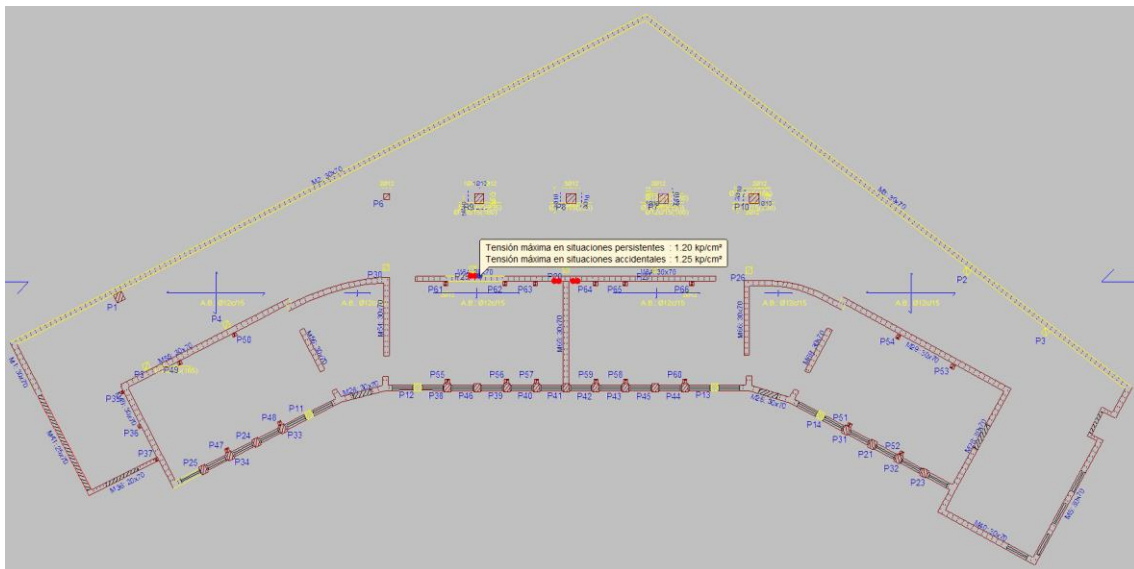


Figura 6.3.1 – Tensiones máximas en la losa de cimentación del modelo envejecido

Como hemos podido observar, en este modelo los resultados obtenidos no varían de zona ni de magnitud, pero sí de valor ya que la única modificación realizada es la disminución de la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del hormigón.

- Desplazamientos máximos: Los desplazamientos máximos del eje Z en este modelo se hallan en la primera planta bajo hipótesis de peso propio, con un desplazamiento máximo de **-2.2 mm** en el forjado de la planta baja. Observamos que, aunque se mantienen en el mismo orden de magnitud, se aprecia un pequeño aumento en los desplazamientos. Este fenómeno entra dentro de lo esperado al reducir la resistencia del hormigón ya que al reducir el módulo de elasticidad del hormigón se ha reducido la pendiente del gráfico tensión-deformación.

También podemos observar que los desplazamientos debidos a la acción sísmica son causados por el Modo 1 del sismo en la dirección Y, con un valor máximo de **-0.12 mm** en las esquinas traseras del edificio a partir de la planta 3, hasta la cubierta. Igual que con la hipótesis de peso propio, se produce un ligero aumento de los desplazamientos debido a la bajada de resistencia del hormigón usado.

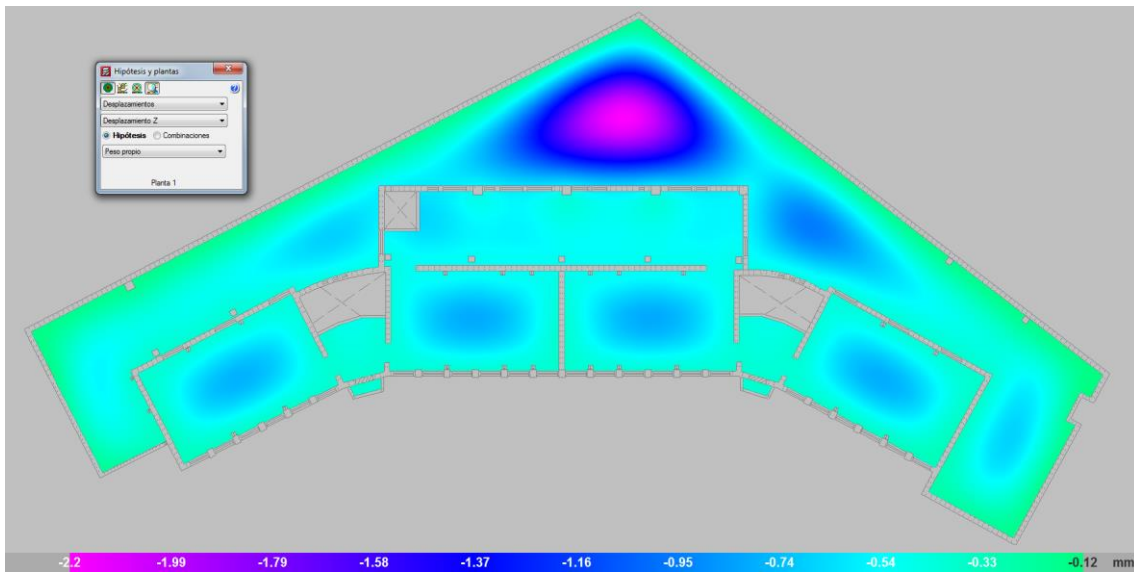


Figura 6.3.2 – Desplazamientos máximos bajo hipótesis de peso propio del modelo envejecido

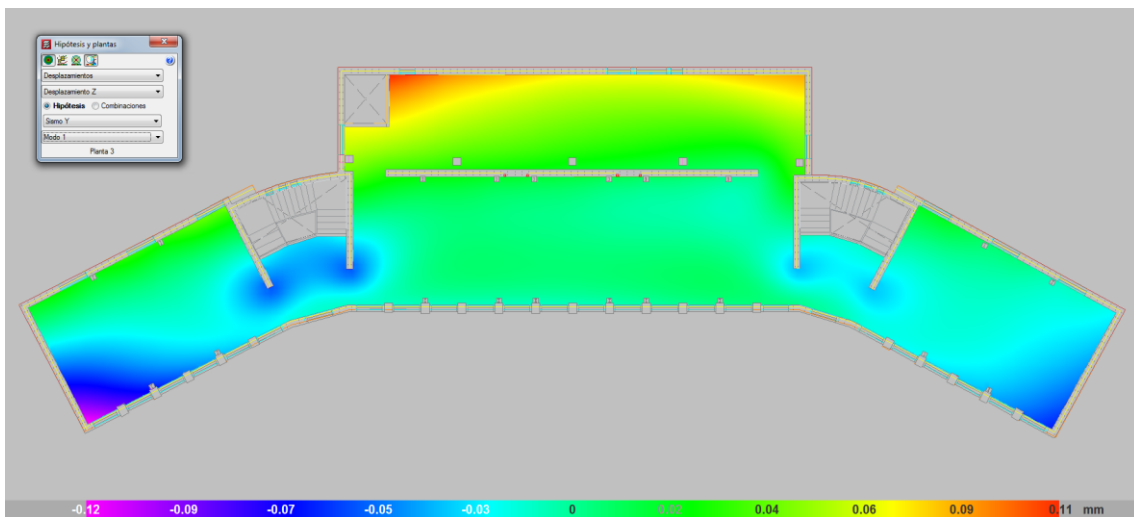


Figura 6.3.3 – Desplazamientos máximos bajo acción sísmica del modelo envejecido

- Esfuerzos máximos: Los esfuerzos máximos se encuentran esta ocasión en la planta baja del edificio, teniendo un valor máximo de cortante de **57.53 t/m** en los alrededores de los pilares auxiliares centrales, sin embargo, los puntos donde se produce este cortante máximo son pequeños y poco comunes. El siguiente valor más grande de cortante es de **35.00 t/m**, ya que es aproximadamente el valor más presente en las zonas amarillas que se ven en la imagen. Se aprecia una pequeña reducción de los esfuerzos, lo cual tiene lógica, ya que con el nuevo módulo de elasticidad reducido es natural que, para unas deformaciones similares, se reduzcan los esfuerzos.

Si observamos los efectos del seísmo en los esfuerzos máximos, podemos observar que son mayormente causados por el Modo 1 en la dirección Y del seísmo, también en la planta baja alrededor del pilar más fino que aguanta la estructura de las plantas superiores y con un valor máximo **13.41 t/m**. Al aplicar el seísmo ocurre un efecto parecido a lo que pasa con el peso propio, pero a una escala mucho menor.

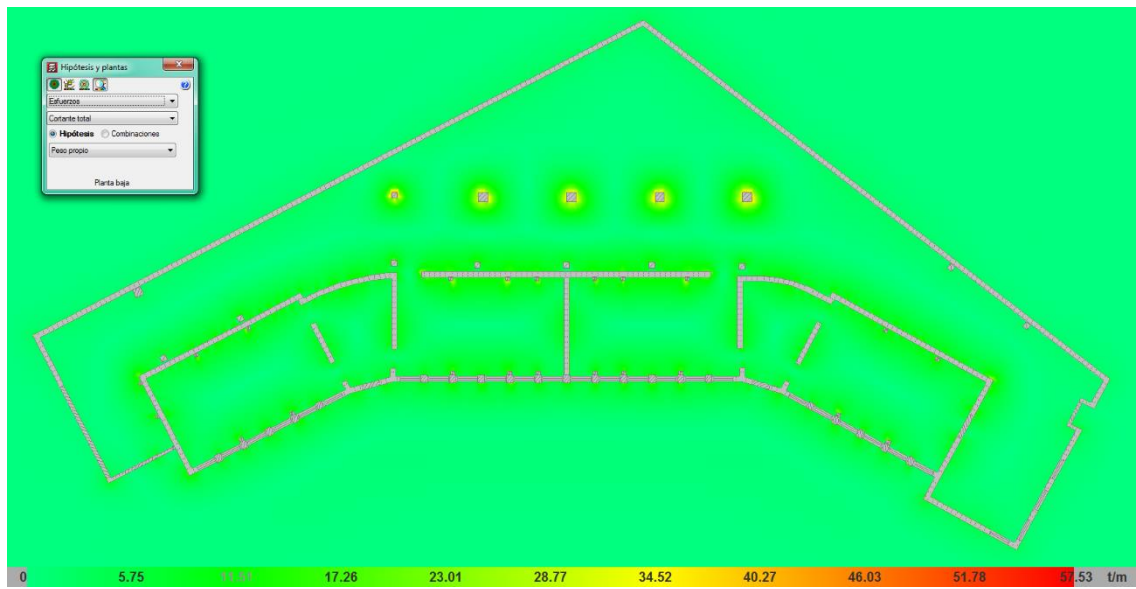


Figura 6.3.4 – Esfuerzos máximos bajo hipótesis de peso propio en planta baja del modelo envejecido

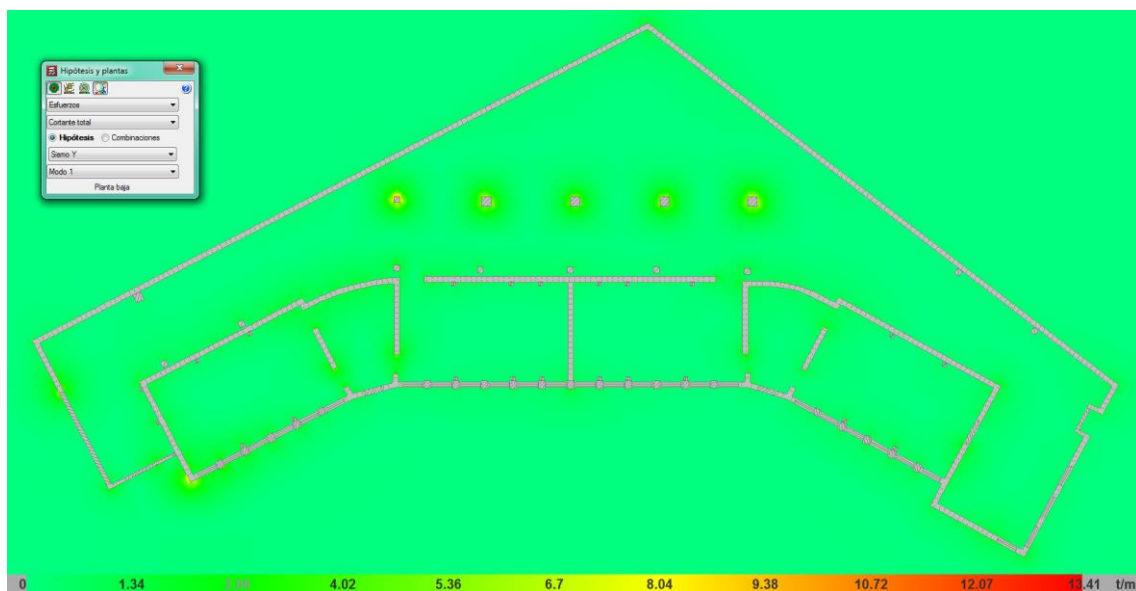


Figura 6.3.5 – Esfuerzos máximos bajo acción sísmica del modelo envejecido

- Deformada: A continuación, se muestra una vista 3D de las deformaciones que sufre el modelo. En esta ocasión la mayor deformación la encontramos en las vigas del hueco de la escalera de la cuarta planta, con un valor máximo de unos **1.51 mm**. Podemos apreciar que la tendencia anterior se mantiene en los desplazamientos, ya que se ha reducido el módulo de elasticidad y por lo tanto las deformaciones han aumentado.

Teniendo en cuenta los efectos del sismo, podemos observar las diferentes deformaciones provocadas por éste y la contribución de cada dirección del sismo.

La dirección X del sismo provoca deformaciones máximas en el ala derecha de la cubierta, con un valor máximo de **0.6 mm** en su segundo modo, mientras que la dirección Y del sismo provoca deformaciones máximas en el ala izquierda de la cubierta, con un valor máximo de **0.88 mm** en su primer modo. De nuevo, observamos que los efectos del sismo se comportan de forma similar a los de la hipótesis de peso propio, pero a una escala menor.

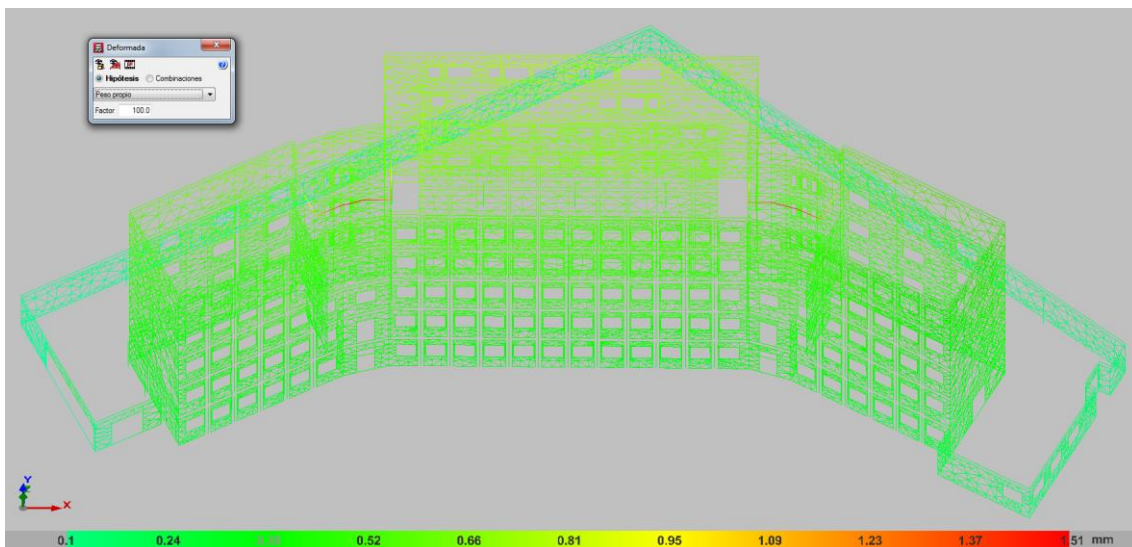


Figura 6.3.6 – Vista deformada bajo hipótesis de peso propio del modelo envejecido

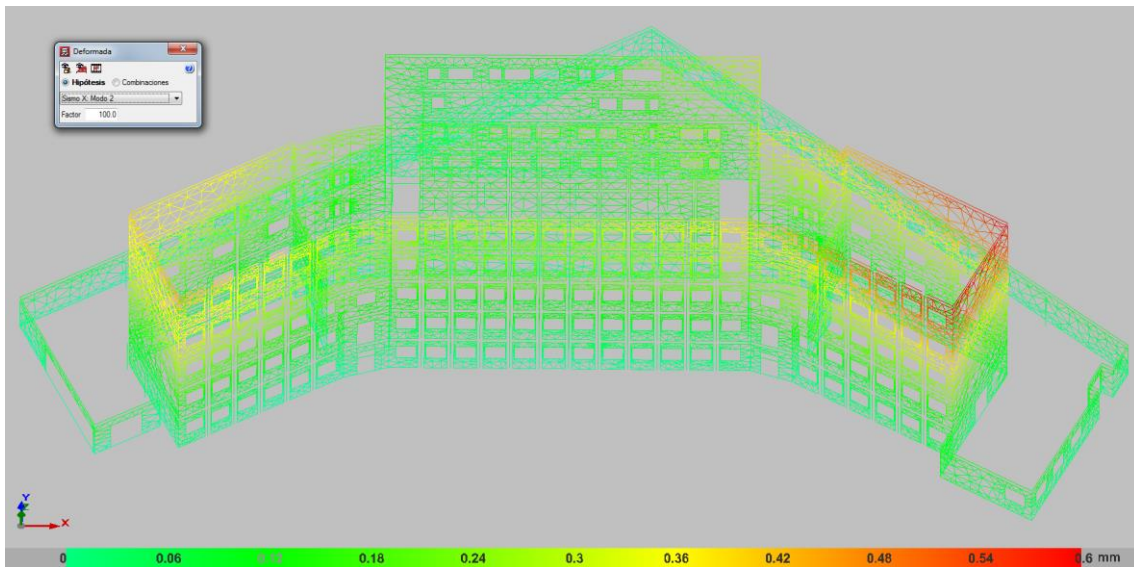


Figura 6.3.7 – Vista deformada bajo acción sísmica en dirección X del modelo envejecido

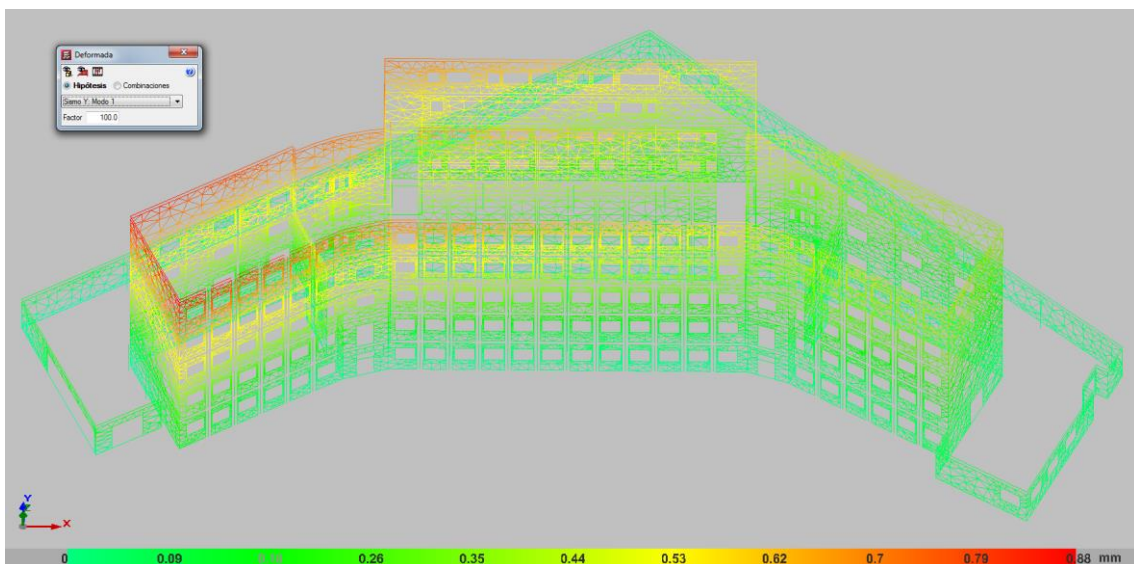


Figura 6.3.8 – Vista deformada bajo acción sísmica en dirección Y del modelo envejecido

Durante la realización de este modelo nos encontramos con los avisos a), b), c) y d) y con los errores i), ii) y iii)

La diferencia entre la relación tensión-deformación entre el modelo joven y el envejecido viene dada por la modificación de los parámetros considerados para el hormigón envejecido. Como podemos ver en la siguiente gráfica, reducir el módulo de elasticidad se traduce en una reducción de la pendiente del tramo lineal de la curva. Por tanto, como el trabajo (definido por el área bajo la curva) no varía dado que el terremoto es el mismo, el modelo envejecido experimenta un aumento de las deformaciones y una reducción de las tensiones, justo el comportamiento que observamos en nuestro modelo. A continuación, se muestra una gráfica que ejemplifica este fenómeno.

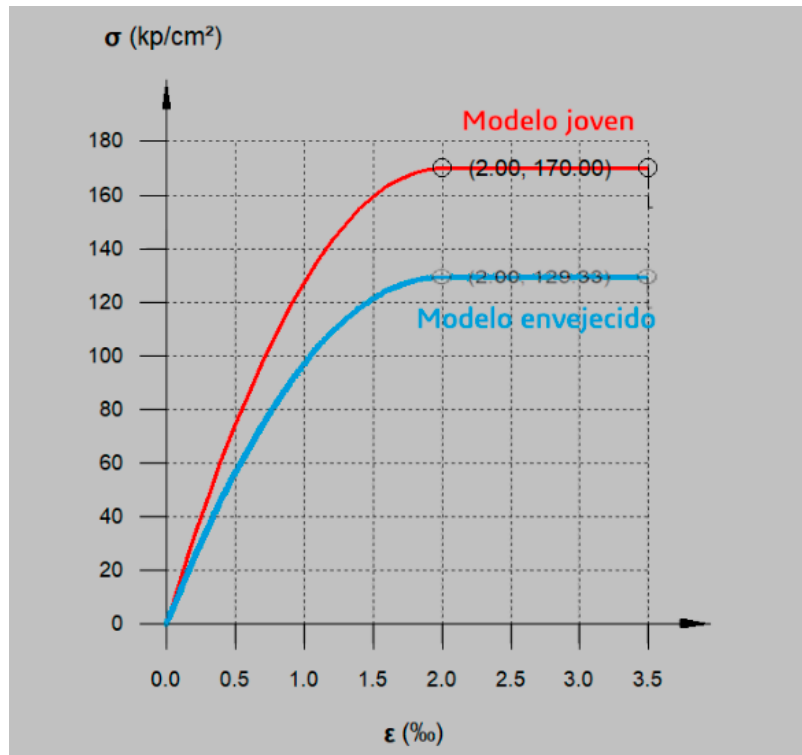


Figura 6.3.9 – Comparativa de gráficas tensión-deformación del hormigón entre el modelo joven y el envejecido

7. Análisis de impacto ambiental

El proyecto realizado ha consistido en realizar un análisis de una construcción ya existente. Debido a que no se ha realizado ningún tipo de obra, no es competencia nuestra realizar un impacto ambiental sobre este edificio ya que debió ser realizado durante la confección del proyecto original.

8. Conclusiones

Como consecuencia de la falta de datos y las inconsistencias encontradas en los planos nos hemos visto forzados a realizar un proceso iterativo del modelado del edificio estudiado. Esto nos ha permitido comprender mejor el funcionamiento de ciertos componentes de la estructura y de qué papel juegan en el conjunto. El mejor ejemplo de esto lo podemos ver en los huecos para ventanas y puertas, así como los huecos para el ascensor y las escaleras, los cuales a medida que iban siendo añadidos, redistribuían las concentraciones de tensiones en la estructura. El enfoque iterativo también nos dio bastante información sobre el efecto que tiene la forma de la planta baja en el edificio, ya que en los primeros cálculos se usaba una copia de la planta 1 como planta baja. Dicha planta contiene uno de los puntos más críticos de la estructura, el salón de actos. Al ser éste un espacio abierto y usar solo 5 columnas para aguantar la base del muro de carga posterior, los puntos centrales de la losa del forjado (en los cuales la sujeción de los pilares es cada vez más precaria) suelen ser los puntos con los desplazamientos máximos. Por otro lado, la mayor silueta de esa planta tiene un efecto reductor en los esfuerzos transmitidos a la estructura por el seísmo, cosa que sospechamos que es debido a una mejor distribución de la fuerza que este impone.

A continuación, adjuntamos una tabla con el resumen de los resultados más relevantes:

Acción		Modelo		
Resultados	Hipótesis	NCSE-02	Eurocódigo 08	Envejecido
Desplazamientos Máximos en Eje Z	Peso Propio	-2.07 mm	-1.83 mm	-2.20 mm
Desplazamientos Máximos en Eje Z	Seísmo	-0.11 mm	-0.34 mm	-0.12 mm
Esfuerzos Cortantes Totales Máximos	Peso Propio	58.39 t/m	60.23 t/m	57.53 t/m
Esfuerzos Cortantes Totales Máximos	Seísmo	13.46 t/m	70.85 t/m	13.41 t/m
Deformaciones Máximas	Peso Propio	1.43 mm	1.28 mm	1.51 mm
Deformaciones Máximas	Seísmo en X	0.56 mm	1.58 mm	0.60 mm
Deformaciones Máximas	Seísmo en Y	0.83 mm	2.39 mm	0.88 mm

Tabla 8.1 – Resumen de resultados

El estudio de los resultados revela que las mayores solicitaciones en la estructura provienen del propio peso del edificio, y no de las fuerzas asociadas al terremoto. No obstante, cabe destacar que

los efectos del seísmo tienen relevancia en los esfuerzos cortantes y los momentos que aguanta la estructura, especialmente en la dirección Y en el primer modo de vibración. Esto probablemente se deba a la geometría del edificio, ya que en esa dirección tiene una sección resistente menor. En cuanto a los desplazamientos, el seísmo apenas produce una alteración en el edificio, siendo estos pequeños en comparación con los producidos por el peso propio. En resumen, el seísmo no produce alteraciones aparentes en los desplazamientos del edificio, pero sí produce un efecto relevante en cuanto a las solicitaciones a las que la estructura es expuesta.

La recreación del edificio Puig Coca sometida a un seísmo según las condiciones previstas por la norma NCSE-02 es capaz de resistir las solicitaciones a las que es sometida. Sin embargo, observamos que el modelo tiene errores en el cumplimiento de la normativa europea que no pueden ser solucionados, los cuales están indicados en el apartado 6.2.2. Estos problemas radican en que los muros (1) son así por propio diseño del edificio y no pueden ser modificados y en el muro (2) no encontramos ningún armado que satisfaga la normativa sin modificar su dimensión. Esto nos lleva a concluir que este edificio no fue diseñado para cumplir la normativa europea, lo cual tiene sentido, ya que el edificio fue construido en 1964, antes siquiera de que se formara la unión europea.

En cuanto a los resultados del modelo envejecido, observamos que, a pesar de la reducción de resistencia que sufre el hormigón después de 60 años, no es suficiente como para producir cambios significativos en la estructura. Por un lado, era de esperar que el edificio no colapsara, dado que el edificio ya tiene 54 años y continúa en pleno funcionamiento, además es muy probable que fuera diseñado para aguantar más de 50. Sin embargo, observamos que el edificio comienza a padecer más, ya que, aunque los desplazamientos y deformaciones no varíen mucho, se observa también un aumento paulatino. Se observa también que comienzan a haber errores de incumplimiento de la norma española NCSE-02 en los armados de algunos muros. Esto puede ser indicativo de que el edificio comienza a necesitar armados que cumplan con las nuevas exigencias, pero éstos no entrarían dentro de los rangos de la normativa. También se empiezan a ver ciertos puntos en la losa de cimentación que exceden la tensión máxima admisible en situaciones accidentales (es decir, por causa de seísmo), aunque este exceso sea del orden de tan solo $+0,05 \text{ kp/cm}^2$. Estos datos nos llevan a concluir que, aunque el edificio puede continuar en funcionamiento, es posible que esté entrando en su fase de decadencia y que en los años venideros estos efectos se acentúen cada vez más.

9. Presupuesto

Puesto que este trabajo ha consistido en la realización de un estudio sísmológico de un edificio preexistente, el presupuesto tendrá en cuenta la labor realizada por los ingenieros que han realizado dicho estudio y no el presupuesto del edificio en sí, el cual debió presentarse un cuando se propuso su construcción.

El presupuesto tiene en cuenta las horas trabajadas por ambos ingenieros ejerciendo las funciones de proyectista, así como las de un ingeniero civil, además del coste de las licencias de los programas utilizados en la realización del estudio. Se estimará que, de la totalidad del tiempo empleado en el estudio, durante aproximadamente el 90% se ha realizado el trabajo de un proyectista, teniendo en cuenta que la mayor parte del trabajo ha consistido tanto en la adaptación de los planos como en el modelado del edificio. Por consiguiente, el 10% restante se considerará que se ha realizado el trabajo de ingeniero civil tanto por la interpretación de los resultados obtenidos como por la firma del proyecto.

El recuento de horas totales se aproximará a 3 meses, contando una carga de trabajo de unas 20 horas semanales, el total de horas de trabajo realizado por un ingeniero asciende a unas 240 horas, haciendo un total de horas de unas 480. Los precios por hora tendrán en cuenta la falta de experiencia de los ingenieros.

Con estas consideraciones en cuenta, el precio de realización del estudio asciende a:

Concepto	Cantidad	Precio	Precio/hora	Horas totales	Coste parcial	Total
Trabajo como proyectista novel	2	-	30,00 €	216	6.480,00 €	12.960,00 €
Trabajo como ingeniero civil novel	2	-	20,00 €	24	480,00 €	960,00 €
Licencia CYPECAD	1	3.420,00 €	-	-	3.420,00 €	3.420,00 €
Licencia AutoCAD	1	1.040,60 €	-	-	1.040,60 €	1.040,60 €
Subtotal					11.420,60 €	18.380,60 €
%IVA					21,00%	13.818,93 €
TOTAL FACTURA					22.240,53 €	

Tabla 9.1 – Presupuesto del estudio

Bibliografía

Libros:

Anderson, J. C., & Naeim, F. (2012). *Basic Structural Dynamics*. Jonh Wiley & Sons.

European Comission Joint Research Centre. (2012). *Eurocode 8: Seismic Design of Buildings, Worked Examples*. Luxembourg: Publications Office of the Euopean Union.

K. Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Berkeley, California: Prentice Hall.

Paultre, P. (2010). *Dynamics of Structures*. ISTD; John Wiley & Sons.

Estudios:

Gao, X., Li, J., & Ren, X. (2018). Probabilistic Model for Long-Term Time-Dependent Compressive Strength of Concrete in Existing Buildings. *Journal of performance of constructed facilities*.

Ventanyol, A., Palau, J., & Roca, A. (2002). *El Contexto Geotécnico de la Ciudad de Barcelona*. Madrid: U.P.M.

Normativas:

European Committee For Standarization. (2004). *Eurocode 08: Design of structures for earthquake resistance*. Standards Policy and Strategy Committee.

Ministerio de fomento. (2002). *Norma de construcción sismorresistente NCSE-02*.

Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Fomento (2008). *Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)*.

Páginas web:

CYPE Ingenieros, S. (2018). *Manuales CYPE*. Obtenido de <http://www.manuales.cype.es/>

Foro Soloarquitectura. (2018). Obtenido de <https://www.soloarquitectura.com/>

Google. (2018). Google Maps.

Diccionario de Arquitectura y Construcción (2018). Obtenido de <http://www.parro.com.ar/>

