



Universidad
Zaragoza

Trabajo Fin de Máster

Estudio comparativo del dimensionado estático y
dinámico de un edificio de estructura metálica

Comparative study of the static and dynamic
dimensioning of a building with a metallic structure

Autor/es

Daniel Gallizo Gascón

Director/es

Luis Gracia Villa

Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Septiembre 2017



DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y ORIGINALIDAD

(Este documento debe acompañar al Trabajo Fin de Grado (TFG)/Trabajo Fin de Máster (TFM) cuando sea depositado para su evaluación).

D./D^a. Daniel Gallizo Gascón,

con nº de DNI 17763589 - E en aplicación de lo dispuesto en el art. 14 (Derechos de autor) del Acuerdo de 11 de septiembre de 2014, del Consejo de Gobierno, por el que se aprueba el Reglamento de los TFG y TFM de la Universidad de Zaragoza,

Declaro que el presente Trabajo de Fin de (Grado/Máster) Máster, (Título del Trabajo)

Estudio comparativo del dimensionado estático y dinámico de un edificio de estructura metálica

es de mi autoría y es original, no habiéndose utilizado fuente sin ser citada debidamente.

Zaragoza, 18 de Septiembre de 2017

Fdo: Daniel Gallizo Gascón

Estudio comparativo del dimensionado estático y dinámico de un edificio de estructura metálica

RESUMEN

En este estudio se compara el dimensionado de los elementos estructurales para una estructura metálica constituida por 13 plantas. El edificio tiene una funcionalidad administrativa, la tipología va a ser una estructura metálica con uniones atornilladas, forjado colaborante y un núcleo de ascensores que hacen de rigidización contra cargas laterales de viento y de sismo. Con el objetivo de mostrar cual sería la variación, ante un caso estático y dinámico, sobre el dimensionado de pilares, vigas, viguetas, cimentación y uniones, para una estructura que está localizada en una zona de peligrosidad sísmica como es el caso de Granada. Cumpliendo la normativa vigente y garantizando la viabilidad de la estructura.

Para llevar a cabo la realización del estudio, será necesario desarrollar el modelo de cálculo, a través del software comercial I-DEAS NX6 desarrollado por Siemens, para la elaboración del modelo y desde el cual realizaremos los estudios de carga estática y dinámica de la estructura, empleando el método de elementos finitos (MEF).

A partir del modelo generado se incluirán los estados de carga para cada caso, obtenidos a partir del DBSE (Documento Básico de Seguridad Estructural) y NCSE-02 (Normativa del Código Sismoresistente). Una vez que el programa haya realizado los cálculos de la estructura, se procesarán los resultados y dependiendo de las solicitudes de la estructura se aumentará o disminuirá la sección de los perfiles, en función de las necesidades del edificio. Una vez que el dimensionado de la estructura cumpla con las especificaciones, se podrá completar el estudio con el cálculo de la cimentación para las hipótesis obtenidas y de las uniones atornilladas para las situaciones más desfavorables, en pilares de medianera e interiores para simplificar el cálculo.

Finalmente los resultados obtenidos, en cada caso de estudio, se analizarán de forma conjunta. De esta forma se podrán determinar las diferencias entre ambos casos, y comprobar si es significativa la realización de un cálculo dinámico para un emplazamiento con peligrosidad sísmica.

ÍNDICE

<u>1. OBJETO Y ALCANCE</u>	<u>4</u>
<u>2. INTRODUCCIÓN</u>	<u>5</u>
<u>3. MODELO DE CÁLCULO/GENERACIÓN DEL MODELO</u>	<u>9</u>
3.1 MODELIZACIÓN PILARES, VIGAS Y VIGUETAS	9
3.2 MODELIZACIÓN DEL FORJADO	11
3.2 MODELIZACIÓN HUECO ASCENSOR	12
<u>4. METODOLOGÍA PARTICULAR</u>	<u>14</u>
4.1 CASO ESTÁTICA	14
4.2 CASO DINÁMICA	18
<u>5. METODOLOGÍA COMÚN</u>	<u>21</u>
5.1 DIMENSIONADO DE PILARES	21
5.2 DIMENSIONADO DE VIGAS	22
5.3 DIMENSIONADO DE VIGUETAS	23
5.4 DIMENSIONADO DE LA CIMENTACIÓN	23
5.5 CÁLCULO DE UNIONES	25
5.5.1 UNIONES ATORNILLADAS	25
5.5.2 PLACA BASE	27
<u>6. ESTUDIO COMPARATIVO</u>	<u>29</u>
6.1 DIMENSIONADO PILARES	30
6.2 DIMENSIONADO VIGAS	32
6.3 DIMENSIONADO VIGUETAS	34
6.4 DIMENSIONADO CIMENTACIÓN	36
6.5 DIMENSIONADO UNIONES	37
6.5.1 UNIÓN VIGA-PILAR Y VIGA- VIGUETA	37
6.5.2 UNIÓN PLACA BASE	38
<u>7. CONCLUSIONES</u>	<u>39</u>
<u>8. BIBLIOGRAFÍA</u>	<u>41</u>
<u>9. ANEXOS</u>	<u>42</u>

1. Objeto y alcance

El presente estudio tiene como objetivo, comprobar si es significativa la realización de un cálculo dinámico para una estructura metálica de 13 plantas localizada en un emplazamiento con peligrosidad sísmica como es el caso de Granada. Aunque España al no encontrarse en un área de ocurrencia de grandes seísmos, generalmente el dimensionado de los edificios se realiza sin tener en cuenta el cálculo dinámico. A pesar de esta baja sismicidad, todas las estructuras deben estar preparadas para estas amenazas y así evitar el riesgo para las personas.

Para realizar esta comparativa utilizaremos la norma vigente del DBSE y NCSE-02 garantizando la viabilidad de la estructura para los dos casos de estudio. Empleando para ello el programa I-DEAS NX6 como herramienta de resolución por el método de elementos finitos. A partir del cual se elaborará el modelado de la estructura, se establecerán los sistemas de cargas para cada caso de estudio y se obtendrán los resultados para realizar el dimensionado de la estructura.

El resultado final del estudio va a consistir en un análisis conjunto de los resultados sobre el dimensionado de los pilares, vigas, viguetas, cimentación y uniones de la estructura, donde se verán las diferencias del dimensionado entre el caso estático y el dinámico. Finalmente, se realizarán unas conclusiones a partir de los resultados obtenidos.

Se pueden resumir los objetivos del proyecto en los siguientes puntos:

- Modelizar la estructura tridimensional del edificio
- Determinar cargas estáticas y aplicación de hipótesis
- Análisis estático y dimensionado
- Determinar modos de vibración y aplicación de hipótesis
- Análisis dinámico y dimensionado
- Comparativa de los resultados

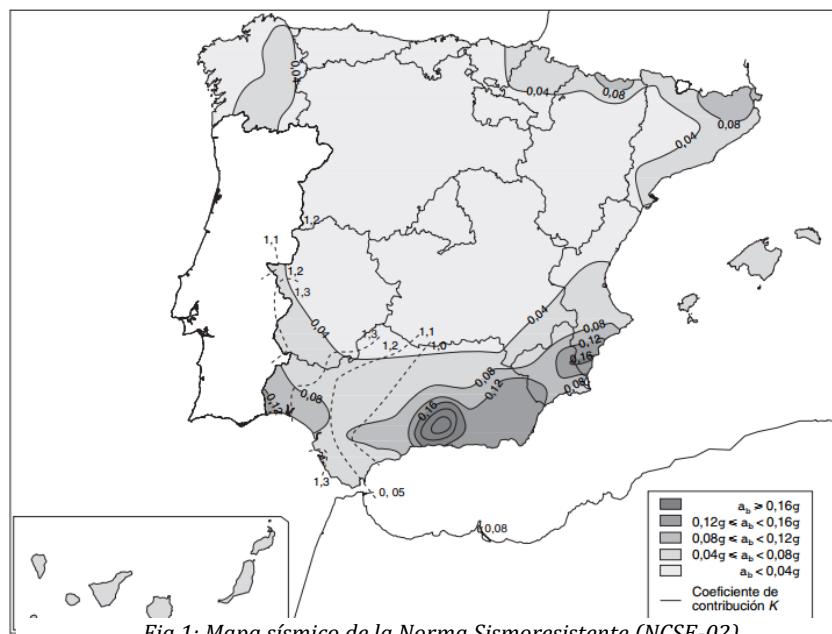
2. Introducción

De todos es sabido que España no se encuentra en un área de ocurrencia de grandes seísmos, y sus consecuencias son insignificantes, si las comparamos con los lugares situados cerca de los bordes de las grandes placas tectónicas.

Sin embargo, sí tiene una actividad sísmica relevante, incluso capaces de generar daños muy graves. En el contexto de la península Ibérica, se consideran grandes terremotos los comprendidos entre 6 y alrededor de 7, pero incluso siendo un área de baja sismicidad todas las estructuras deben estar preparadas para estas amenazas y así evitar el riesgo para las personas.

La península Ibérica, se halla situada en el borde sudoeste de la placa Euroasiática en su colisión con la placa Africana. El desplazamiento tectónico entre ambos continentes es responsable de la actividad sísmica de los países mediterráneos y del norte de África y, por tanto, de los grandes terremotos que ocurren en zonas como Grecia o Turquía. La parte más occidental de la conjunción entre dichas placas es la fractura denominada de Azores-Gibraltar-Túnez, que es la que afecta a España.

España cuenta con un mapa de riesgo sísmico (Fig 1) que sitúa el arco mediterráneo como la zona más vulnerable a los temblores. Destacando las zonas más críticas: Granada, además de Alhama y Loja, están situadas en la vega y en el área de Guadix y Baza, ya junto a la provincia de Murcia.



Terremoto de Lorca de 2011

Uno de los terremotos más recientes y devastadores, fue el ocurrido en Lorca (Murcia) que causó 9 muertos y 324 heridos. Como consecuencia de un terremoto de 5,2 grados Ritcher, con epicentro a cinco kilómetros de la población murciana, precedido de otra réplica de 4,2 grados. Llegó a destrozar el 80% de viviendas, monumentos e infraestructuras de Lorca, valorado en 1200 millones de euros.

Este es un caso en el que, algunas de las fallas activas de la península, a pesar de tener una relativa pequeña magnitud pueden tener consecuencias catastróficas, debido a las ocurrencias muy próximas a núcleos de población. Actualmente Lorca aún se está recuperando de las devastadoras consecuencias ocurridas hace 5 años.

Viendo los datos históricos de España, se ha comprobado que desde el siglo XIV hasta el siglo XX se ha producido como media un gran terremoto catastrófico cada cien años, resultando inusual la ausencia de los mismos a lo largo del siglo XX, lo cual incrementa gravemente su probabilidad de ocurrencia en un futuro próximo.

En relación con la tipología constructiva utilizada en la edificación actual de Lorca, es el de estructura de pilares y forjados de hormigón armado. Cuando se trata de una finca urbana, es habitual que la planta baja se destine a local comercial o actividad terciaria, y las plantas superiores a vivienda. El forjado habitualmente se resuelve con cara inferior plano, compuesto de viguetas unidireccionales y vigas planas, forjados bidireccionales (reticular) o losa maciza.

Esta solución constructiva está muy arraigada en nuestro territorio por las ventajas, rapidez, economía y sencillez del proceso de encofrado de losas planas y la ausencia de vigas de canto permite maximizar las alturas libres interiores.

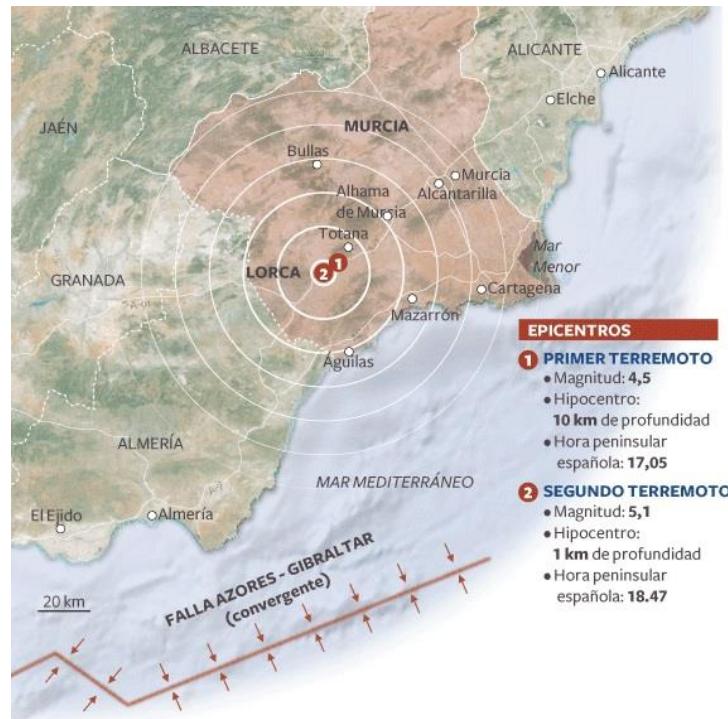


Fig 2: Localización epicentros terremoto de Lorca (El País)

A continuación se van a mostrar algunas imágenes de edificios dañados tras el sismo:

- Daños por cortante en el cerramiento no estructural de planta baja de un edificio de viviendas. El cerramiento ha entrado en carga resistiendo los esfuerzos horizontales de la estructura, fallando por cortante con grietas en forma de aspa (Fig 3).



Fig 3: Daños por cortante en cerramiento no estructural

- Colapso un edificio de pórticos de Hormigón Armado de tres alturas en la Calle Infante Juan Manuel nº 5. El edificio poseía una planta baja elevada con respecto de la rasante de la calle y pilares cortos en dos pórticos perimetrales.

Graves deformaciones en los pilares cortos confirmando el mecanismo de colapso causado por el fallo de los pilares cortos perimetrales (Fig 4).



Fig 4: Colapso de edificio en la Calle Infante Juan Manuel

Las fuerzas sísmicas

El movimiento que generan los terremotos, se transmite a las edificaciones por la base de la estructura, mientras que por inercia las masas de la edificación se oponen a ser desplazadas. Este movimiento consiste en una vibración en la superficie de la tierra cuya dirección contiene las tres componentes espaciales: dos horizontales y una vertical, aunque en algunas ocasiones también se generan fuerzas de rotación que complican el cálculo y la estabilidad de la estructura.

Normalmente, las fuerzas verticales del movimiento no se tienen en cuenta en el diseño antisísmico de la estructura, pues se supone que por la propia carga gravitatoria del edificio el cálculo estructural, lo ha incluido. Sin embargo, dependiendo de las características del edificio, es necesario considerarlas.

Realmente, la componente horizontal de la acción es mucho más importante que la vertical. Aunque en algunos terremotos de gran magnitud se han llegado a registrar aceleraciones horizontales próximas a la de la gravedad, movimientos más pequeños pueden producir daños muy graves en los elementos verticales de los edificios, que son los que más influyen en su estabilidad, por lo que un fallo en ellos puede hacer colapsar el edificio.

3. Modelo de cálculo/Generación del Modelo

Para la realización del modelo de cálculo, se utilizará el método de elementos finitos (MEF). Es el método numérico más potente aplicable a estructuras de cualquier tipo, empleando condiciones iniciales y de contorno para obtener funciones que definen las variables representativas del comportamiento de la estructura.

Para ello emplearemos el software comercial I-DEAS NX6 desarrollado por Siemens, para la elaboración del modelo y desde el cual realizaremos los estudios de carga estática y dinámica de la estructura.

El edificio se va a situar en Granada ya que como se puede ver en el mapa Sismoresistente (NCSE-02) de la Fig 1, cuenta con un riesgo alto de actividad sísmica. Las características del edificio son las siguientes:

- Planta: 30 x 30 metros, con paños de 6x6 metros.
- Alzado: Planta baja de 4 metros + 12 plantas de 3.5 metros.
- En el paño central se encontrará el hueco de ascensores y la escalera.
- Estructura metálica completa con uniones atornilladas.
- Inicialmente cimentación mediante zapatas aisladas.

3.1 Modelización pilares, vigas y viguetas

Pilares

Los pilares son los elementos encargados de transmitir sobre la cimentación las cargas verticales y horizontales aplicadas sobre el edificio. Se colocará un pilar por cada 6m en ambas direcciones hasta cubrir los 30 m x 30 m que delimitará el edificio, hasta cubrir las 13 plantas que se han especificado en las características del edificio. Se introducirán en el modelo como elementos tipo barra 2D, donde posteriormente se definirá la sección de dicho elemento. Como predimensionado se emplearán secciones HEB200 en todos los pilares, que se verán modificados al analizar el comportamiento de la estructura.

En los pilares inferiores se aplicarán las condiciones de apoyo, que consistirán en apoyos empotados.

Vigas

Las vigas son un elemento estructural horizontal, normalmente sometidos a flexión, encargados de soportar la carga del techo, suelo de los pisos superiores, y transmite el esfuerzo a los pilares. Las vigas irán unidas a los pilares mediante uniones atornilladas formando una retícula cuadrangular. Se introducirán en el modelo como elementos tipo barra 2D con una sección IPE400 para un primer cálculo.

Viguetas

Las viguetas son elementos de sujeción para soportar los esfuerzos producidos en los forjados de pisos o cubiertas. Tiene la función de absorber los esfuerzos de flexión y transmitir las cargas sobre las vigas.

Para paños de 6m de forjado colaborante, será necesario colocar viguetas cada 2m. Se introducirán en el modelo como elementos tipo barra 2D con una sección IPE300 para un primer cálculo. El motivo de la colocación de estas vigas intermedias, es que a la hora del vertido no necesitas encofrado, porque si colocamos un paño de 6m a la hora de verter el hormigón la chapa se hundiría. De esta forma reducimos la distancia y garantizamos evitar el hundimiento de la chapa en el vertido.

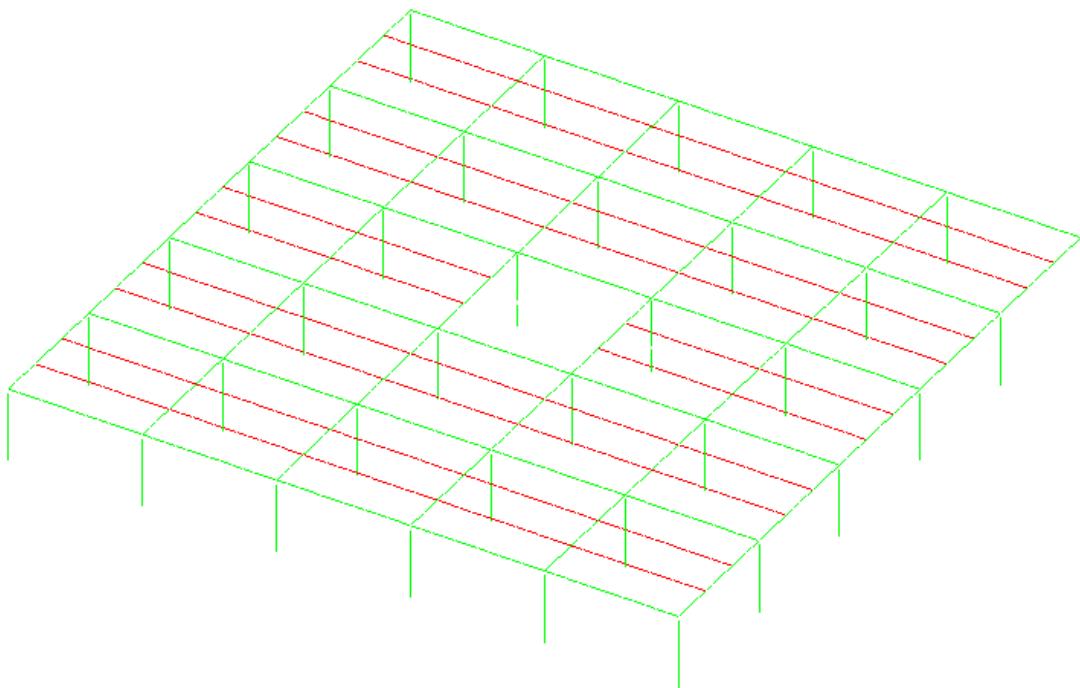


Fig 5 Vista Isométrica estructural de una planta

3.2 Modelización del forjado

Para introducir la sección del forjado utilizaremos una aproximación, a partir de un elemento lámina de sección rectangular. Este elemento va a tener un espesor equivalente (e_{eq}), que se calculará a partir de unas ecuaciones que mantengan la semejanza completa de la sección del forjado, detallados en el Anexo 1 .

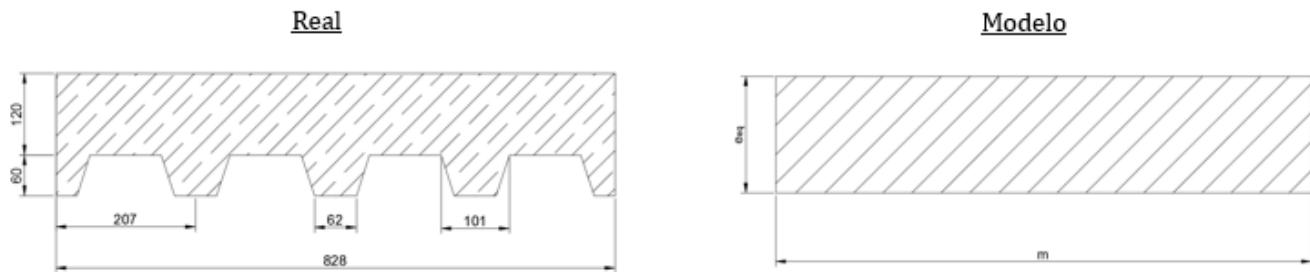


Fig 6 Aproximación del forjado en elemento lámina para el modelo

Los valores que se han obtenidos son los que introduciremos en el software I-Deas NX6, como elemento tipo placa. Mallaremos toda la superficie de la planta exceptuando el hueco del ascensor y escalera, con una malla de 500 mm x 500 mm

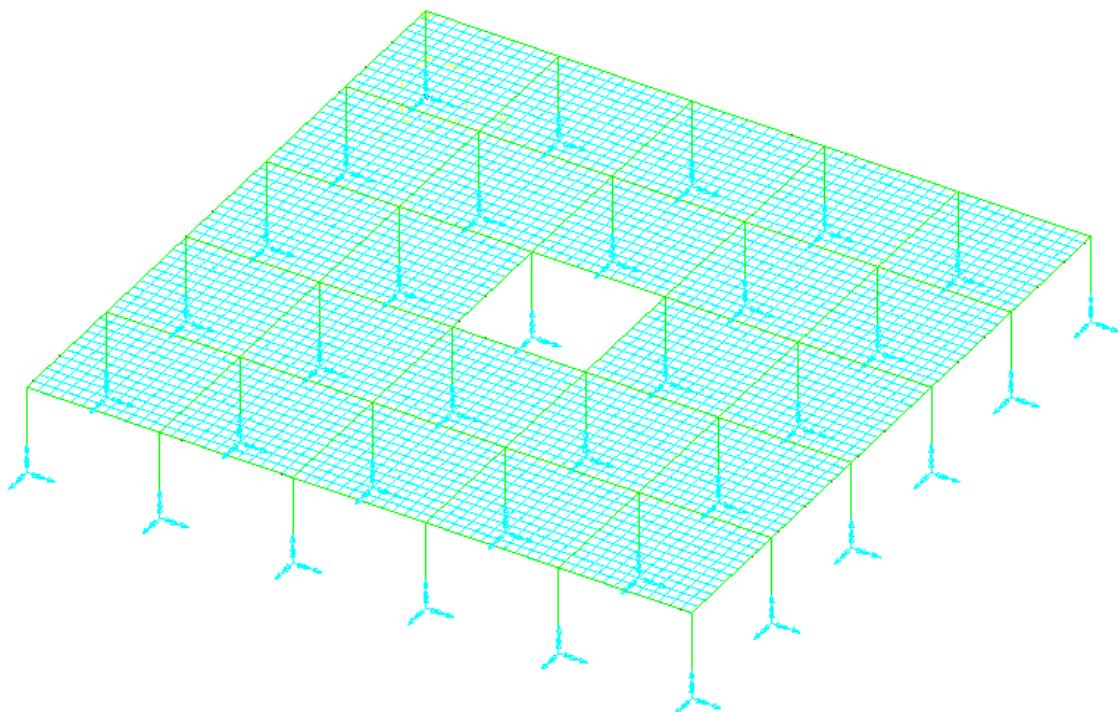


Fig 7 Vista isométrica forjado inicial

3.2 Modelización hueco ascensor

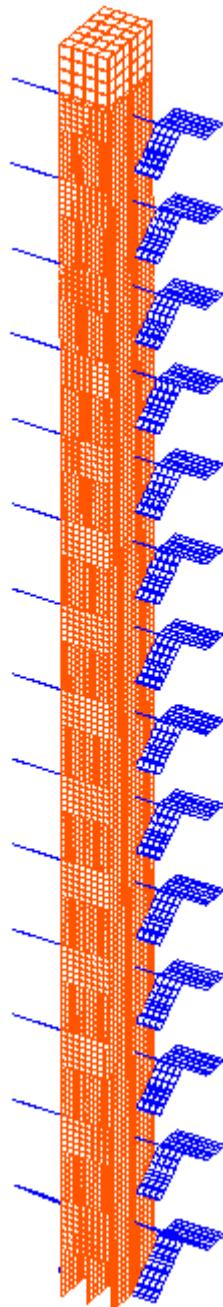


Fig 8 Vista isométrica,
hueco ascensor y escaleras

El sistema que se utiliza para movimientos horizontales en edificios, sobre todo de altura, para cargas de viento y sismo es el núcleo rígido, que ayuda a toda la estructura a tener rigidez en este sentido. Este cálculo sirve tanto para estática como para dinámica, en edificios altos esto te evita sobredimensionar los pilares.

El núcleo rígido del edificio, se situará en el centro del edificio, para evitar solicitudes torsorosas complementarias, y corresponderá al hueco de los ascensores, con forma de viga cajón (30 cm de espesor) de gran rigidez a flexión y a torsión. Es un elemento estructural que estará conectado a través de planta y a través de la propia escalera.

Una vez configurado el forjado de la estructura, se ha dejado un espacio libre en la zona central de 6m x 6m para colocar el hueco de los ascensores y las escaleras. Dos escaleras simétricas a los lados de las entradas de los ascensores y 4 ascensores, dos en una dirección y los otros restantes en la otra.

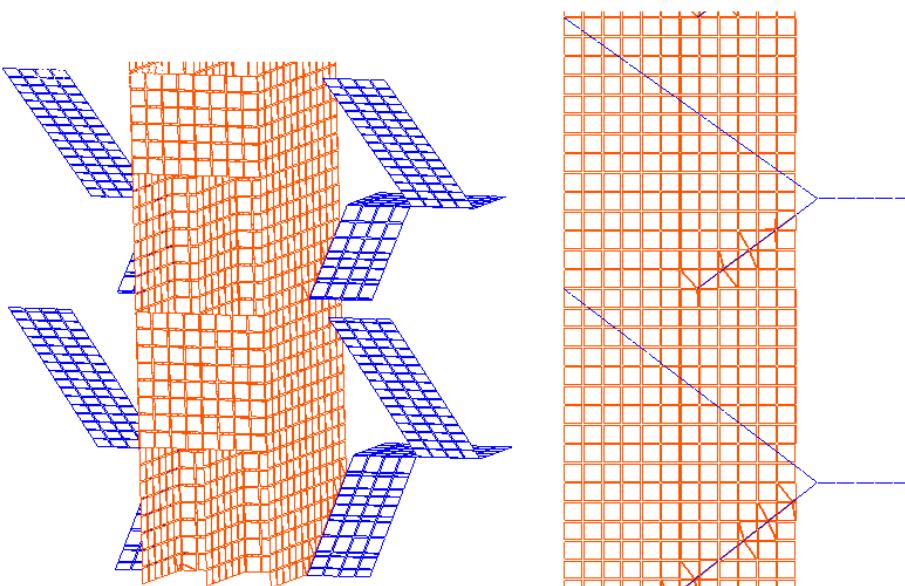


Fig 9 Detalle vista isométrica (izq), vista plano YZ (der)

Para el modelo de la escalera, los peldaños no se tienen en consideración para el cálculo. De forma que mallaremos siguiendo la superficie media, con material de hormigón y espesor equivalente de 20mm.

Para la sostener la escalera se colocará una viga transversal desde el pilar principal al pilarete auxiliar en ambas escaleras que soportarán los rellanos. Inicialmente este pilarete y la viga tendrán unas dimensiones genéricas, que a la hora del cálculo puede verse modificado o incluso puede darse el caso que no sea necesario, esto lo veremos a la hora de analizar el comportamiento de la estructura.

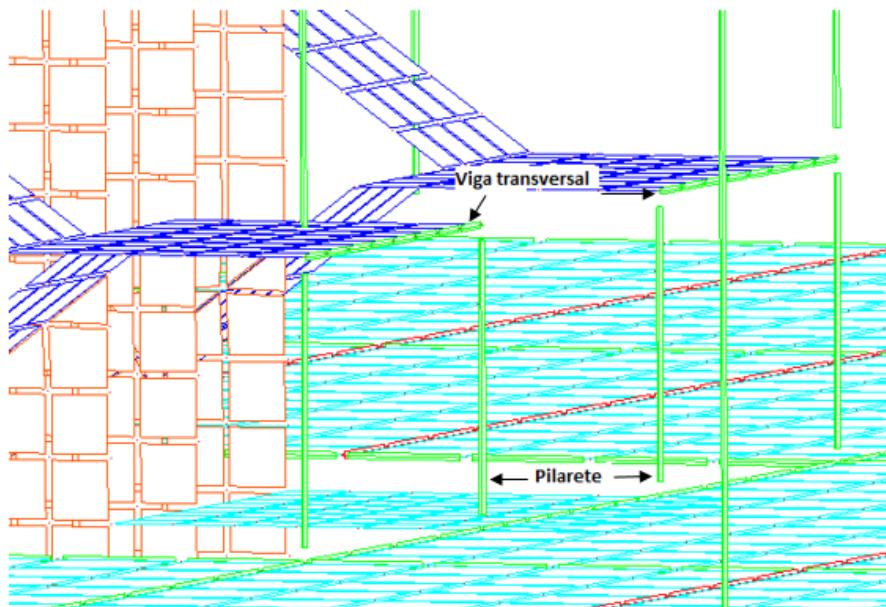


Fig 10 Detalle modelo, sujeción rellano de escalera

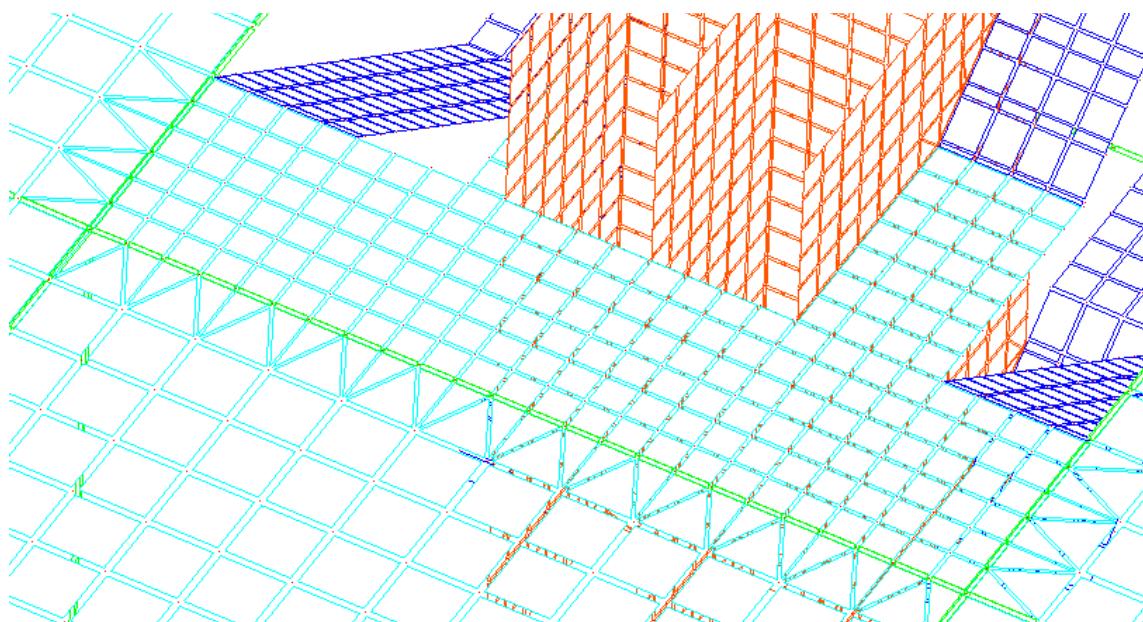


Fig 11 Vista mallado rellano y escalera primera planta

En el Anexo 2 se detalla cómo se ha realizado la modelización del hueco de escaleras.

4. Metodología particular

En este apartado se va a detallar el proceso para la obtención de los estados de carga de cada caso de estudio. Se realizará a partir de la normativa DBSE-AE , DBSE y NCSE-02.

4.1 Caso estática

Utilizaremos el Documento Básico de Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación (DBSE-AE) para determinar las acciones a las que va estar sometido el edificio, y verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural y aptitud al servicio.

En el Anexo 3 se detalla cómo se han obtenido las cargas que emplearemos a partir del DBSE-AE.

			Carga lineal (kN/m)	Carga superficial (kN/m ²)
Acciones Permanentes	Qpp (Peso propio)	Tabiquería exterior	5	-
		Suelo, falso techo e instalaciones	-	1.20
		Cubierta	-	2.5
Acciones variables	Qsu (Sobrecarga de uso)		-	3
	Qv1 Carga de viento (viento a presión)	Pilares centrales	5.76	-
		Pilares exteriores	2.88	-
	Qv2 Carga de viento (viento a succión)	Pilares centrales	-4.32	-
		Pilares exteriores	-2.16	-
	Qn (Carga de nieve)		-	1

Tabla 1 Estados de carga caso estático

Una vez determinadas las acciones a las que se verá sometida la estructura, emplearemos el Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE) para asegurar que el edificio tiene un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias a las que puede estar sometido.

Para el dimensionado no tenemos en cuenta los coeficientes de mayoración que utiliza la norma, y realizaremos el cálculo para las siguientes hipótesis utilizando en el dimensionado un coeficiente de seguridad de 1'5, de esta manera estaremos del lado de la seguridad y cuando hagamos la comprobación por combinación de acciones en estado de límite último, no habrá que variar el dimensionado previo.

H1 → Hipótesis 1

$$Q_{Peso\,Propio} + Q_{permanente} + Q_{sobrecarga}$$

H2 → Hipótesis 2

$$Q_{Peso\,Propio} + Q_{permanente} + Q_{viento}$$

H3 → Hipótesis 3

$$Q_{Peso\,Propio} + Q_{viento} + Q_{sobrecarga}$$

Calcularemos en el modelo las tres hipótesis, veremos cual resulta más desfavorable y dimensionaremos la estructura a partir de la peor situación. En la Fig 12 pueden verse vistas de la estructura y las direcciones sobre la que actúan las cargas, y en la Fig 13 dos detalles ampliados para mejor visualización.

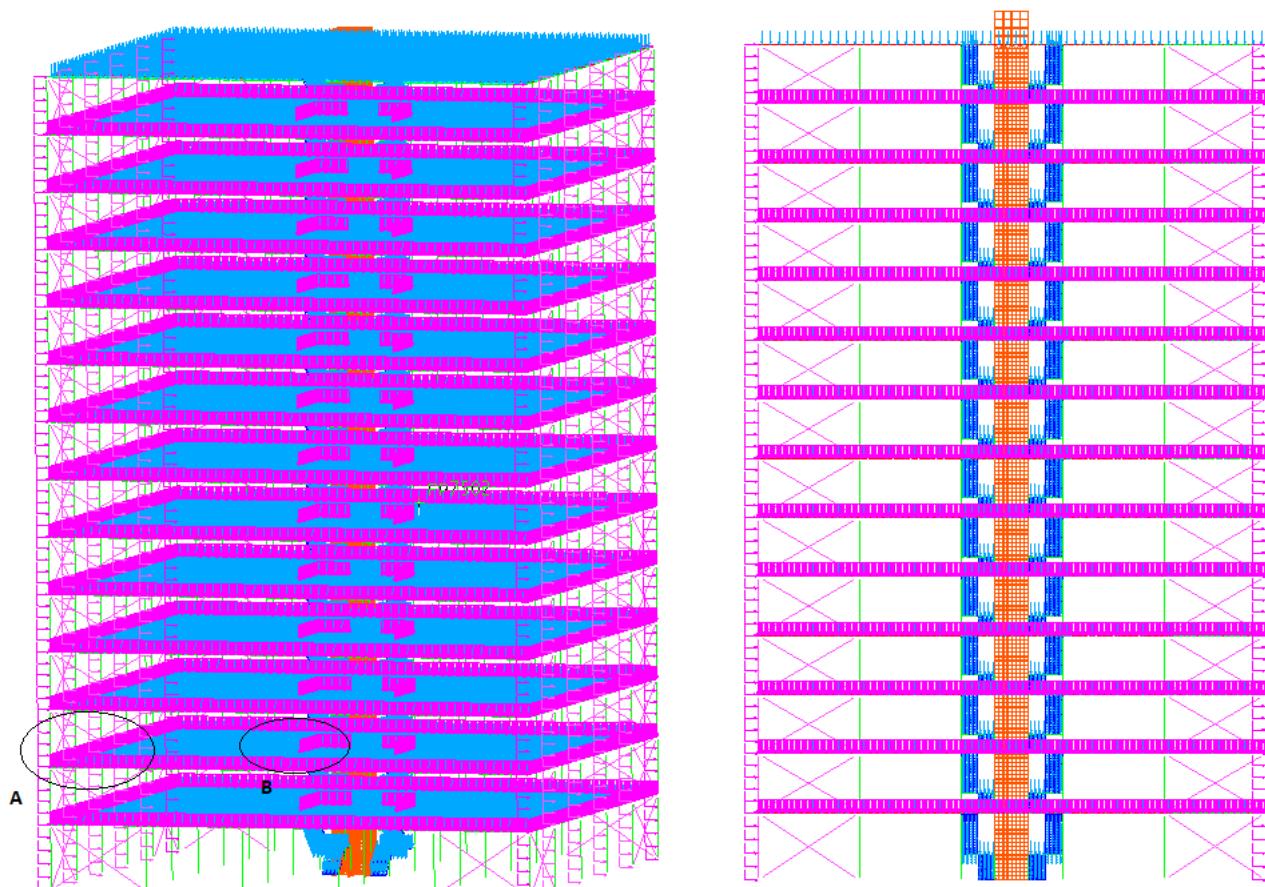


Fig 12 Estructura con cargas, vista isométrica (izq), vista plano XY (der)

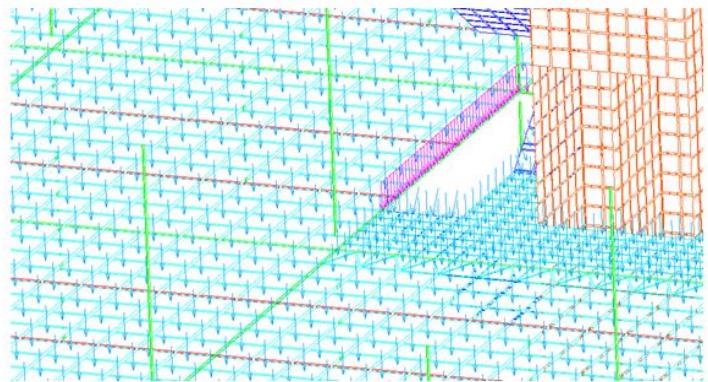
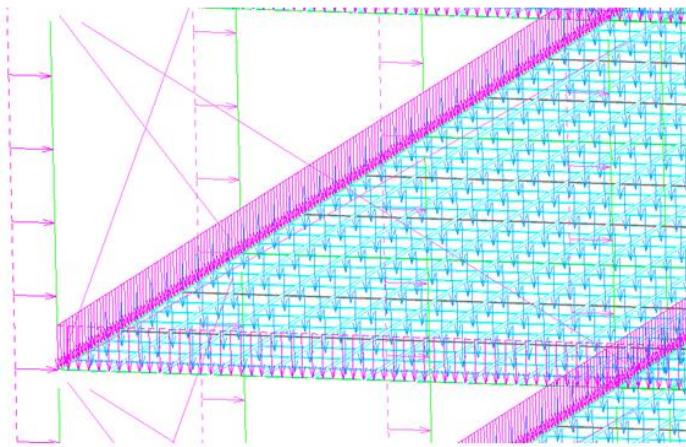


Fig 13 Detalles cargas Fig 12 (izq) – detalle A(izq), detalle B (der)

Combinación de acciones

Una vez hayamos realizado el dimensionado, será cuando hagamos el cálculo definitivo realizando la combinación de acciones tal y como dicta la norma (DB-SE). En el Anexo 4 se detalla cómo se han obtenido la combinación de cargas, coeficientes de simultaneidad y todo lo relacionado con los estados límites.

Para el cálculo de los desplazamientos emplearemos las hipótesis con las que ya hemos dimensionado la estructura previamente. Comparándolas con las hipótesis resultantes de la combinación de acciones para el estado límite de servicio, vemos que las que hemos empleado son más desfavorables y por tanto no es necesario volver a aplicarlas.

Para el cálculo de tensiones, sí que será necesario realizar estas nuevas hipótesis del estado límite último en el modelo para hacer una comprobación del dimensionado. Al utilizar un coeficiente de seguridad de 1,5 al dimensionar, nos aseguramos de que no tengamos que volver a dimensionar toda la estructura y solo sea una comprobación o un pequeño ajuste en zonas puntuales si fuera necesario.

Viendo las tres hipótesis resultantes del estado límite último, realizaremos la comprobación en el programa únicamente la hipótesis 3 (CA-H3) al ser la más desfavorable.

CA-H3 → Combinación de acciones Hipótesis 3

$$1.35 \cdot Q_{Peso\,Propio} + 1.5 \cdot Q_{viento} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sobrecarga} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot Q_{nieve}$$

Las acciones a aplicar en el modelo para realizar la última comprobación (CA-H3) en el caso de estudio estático, quedan resaltadas en la siguiente tabla:

			Carga lineal (kN/m)	Carga superficial (kN/m ²)
Acciones Permanentes	Qpp (Peso propio)	Tabiquería exterior	6.75	-
		Suelo, falso techo e instalaciones	-	1.62
		Cubierta	-	3.375
Acciones variables	Qsu (Sobrecarga de uso)		-	3.15
	Qv1 Carga de viento (viento a presión)	Pilares centrales	8.64	-
		Pilares exteriores	4.32	-
	Qv2 Carga de viento (viento a succión)	Pilares centrales	-6.48	-
		Pilares exteriores	-3.24	-
	Qn (Carga de nieve)		-	0.75

Tabla 2 Estados de carga, combinación de acciones estática (CA-H3)

4.2 Caso dinámica

La finalidad última de estos criterios es la de evitar vidas humanas y la de reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros. La norma NCSE-02 desarrolla un método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación, cuya aplicación se autoriza para los edificios que cumplen las siguientes condiciones:

1. *El número de plantas sobre rasante es inferior a veinte → 13 plantas*
2. *La altura del edificio sobre rasante es inferior a sesenta metros → 46m*
3. *Existe regularidad geométrica en planta y en alzado, sin entrantes ni salientes importantes.*
4. *Dispone de soportes continuos hasta cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos en su rigidez.*
5. *Dispone de regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de gravedad y de torsión de todas las plantas estén situados, aproximadamente, en la misma vertical.*
6. *La excentricidad del centro de las masas que intervienen en el cálculo sísmico respecto al de torsión es inferior al 10% de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales. → Correspondiente al modo de torsión. Si el hueco del ascensor en lugar de estar centrado estuviera en un lado del edificio, ese edificio sería más rígido en un lado que en el otro. De tal forma, que al intentar flectar se torsiona, entonces entraría en juego el modo de torsión.*

Los cálculos deben realizarse a partir de un número representativo de terremotos diferentes, como mínimo serán 5. En nuestro caso al utilizar el método simplificado usaremos 3 modos como máximo.

En el estudio dinámico para calcular las frecuencias de la estructura, se realizará a partir del NX-Ideas. Es necesario que contemple las masas del modelo, en el estático algunas masas eran traducidas a cargas (tabiquería exterior, suelo falso, techo, instalaciones, cubierta), pero en el dinámico no valen como cargas. Será necesario añadirlas como masas (Fig 14). En el Anexo 7 se detalla como introducirlo en el modelo.

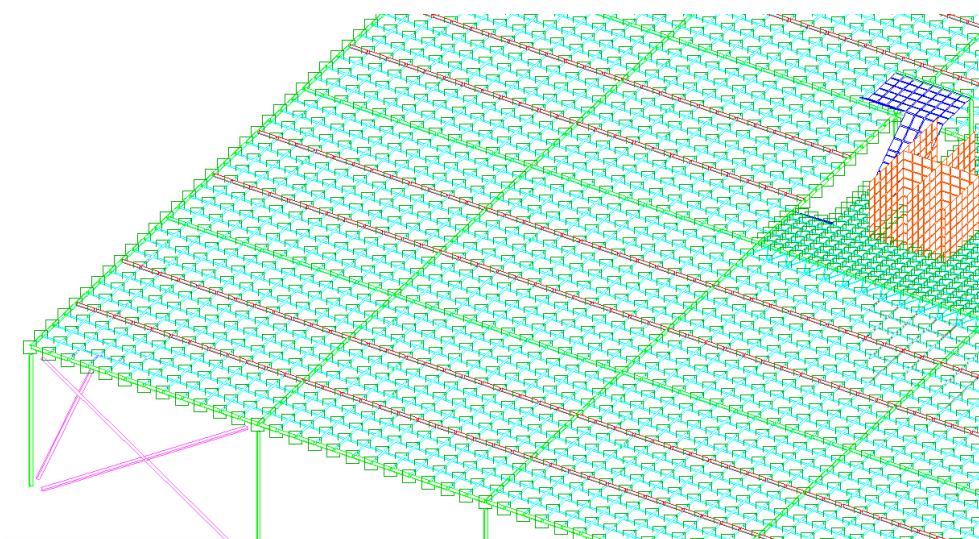


Fig 14 Detalle masas modelo

Para el cálculo de frecuencias es un cálculo de autovalores, donde se está haciendo:

$$(-w^2 \cdot \bar{M} + \bar{K}) \cdot \bar{u} = 0$$

Pero para que tenga solución esta ecuación algebraica, lo que realmente resuelve es que el determinante de la matriz combinada sea nulo, de allí se obtienen las frecuencias:

$$|-w^2 \cdot \bar{M} + \bar{K}| = 0 \rightarrow w_i$$

En el Anexo 8 se detallan los 25 modos obtenidos, elegimos los tres primeros modos de flexión en el plano XY (Fig 15), porque es el plano más débil, el resto los descartamos porque son modos que no afectan al mismo movimiento.

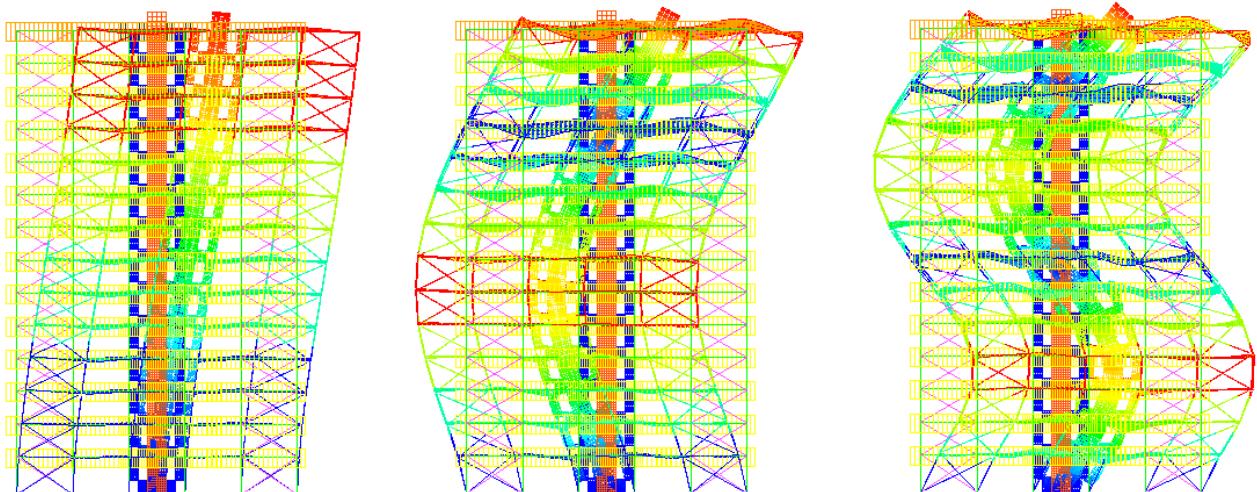


Fig 15 Modos de vibración flexión XY, Modo 1 (izq) , Modo 2 (centro) , Modo 3 (der)

Una vez que tenemos las frecuencias de los modos seleccionados, hay que entrar en el espectro de respuesta elástica para ver en qué zona estamos. Para ello calculamos el periodo (T) a partir de las frecuencias (w), como vemos en la Tabla 3 detallado en el Anexo 5. Obteniendo la aceleración de cálculo (a_c) para cada modo.

modos	w (Hz)	T	$\alpha (T)$	a_c/g	a_c
1	0,433	14,510	0,0895	0,022	0,218
2	1,579	3,979	0,3266	0,081	0,793
3	3,237	1,941	0,6697	0,166	1,626

Tabla 3 Obtención aceleración de cálculo de los tres primeros modos

$$\alpha(T) = K \cdot C / T$$

$$a_c = \alpha(T) \cdot a_{sc} \cdot g$$

Donde:

- $\alpha(T)$: Valor del espectro normalizado de respuesta elástica
- T: Periodo propio de oscilador en segundos
- K: Coeficiente de contribución → K=1
- C: Coeficiente del terreno → C=1.3 terreno tipo II
- g: Aceleración de la gravedad
- a_{sc} : Aceleración sísmica de cálculo, calculada en el anexo 5 → 0.2476

De la columna a_c/g o en la Fig 16 podemos ver que el modo 3 sería el más desfavorable, donde el sismo sería un sexto del peso de la estructura actuando en dirección horizontal.

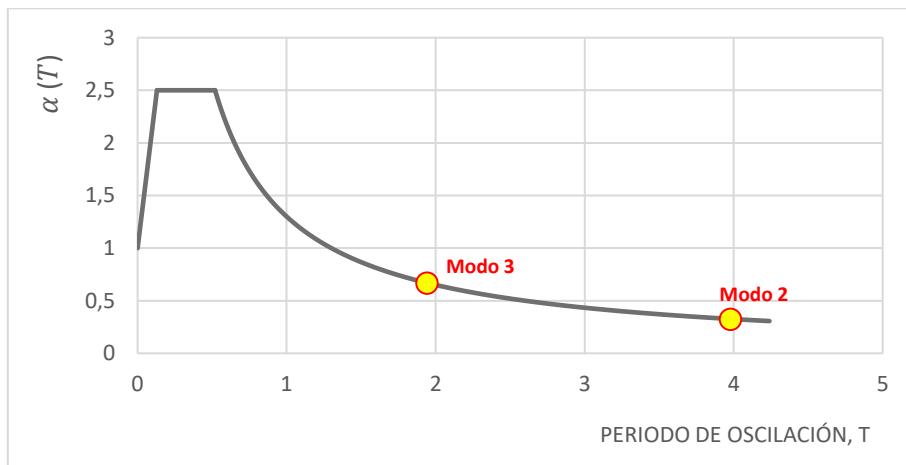


Fig 16 Identificación de los modos en el espectro de respuesta

Ahora tenemos que ir a la norma (DBSE) y ver como combina las cargas para hacer las hipótesis, a partir del caso de acción sísmica. En el Anexo 6 se detalla cómo se han obtenido la combinación de cargas, las hipótesis resultantes son las siguientes:

H1D → Hipótesis 1, caso dinámica

$$Q_{PesoPropio} + Modo 1 (a_c) + 0.6 \cdot Q_{sobrecarga}$$

H2D → Hipótesis 2, caso dinámica

$$Q_{PesoPropio} + Modo 2 (a_c) + 0.6 \cdot Q_{sobrecarga}$$

H3D → Hipótesis 3, caso dinámica

$$Q_{PesoPropio} + Modo 3 (a_c) + 0.6 \cdot Q_{sobrecarga}$$

Hemos optado por dimensionar la estructura a partir de H3D porque corresponde a la hipótesis más desfavorable.

5. Metodología común

En este apartado se van a explicar los procesos de dimensionado de la estructura, que incluirán todos los puntos comunes a los dos casos de carga que se van a estudiar en este proyecto.

Una vez introducidas las cargas correspondientes para cada uno de los casos de estudio, se detallan los pasos que se van a seguir para el dimensionamiento de la estructura. Siempre garantizando la norma vigente tanto del CTE como del NCSE.

5.1 Dimensionado de pilares

Utilizaremos perfiles HEB para los pilares porque son más convenientes que los IPN o IPE ya que estos son para cargas más ligeras, además en relación a uno de los dos ejes de simetría presentan una débil inercia lo que resulta un inconveniente.

A pesar de que la estructura no es totalmente simétrica, al analizar los resultados se pudo comprobar que el comportamiento de algunos pilares era semejante. De tal forma que se agruparon en cinco grupos los pilares de comportamiento similar (Fig 17), se analizarán cada grupo de pilares por separado. Además se procesará la línea entera de pilares, y agruparemos cada 2 tramos de plantas viendo las tensiones para ajustar el perfil (Fig 18).

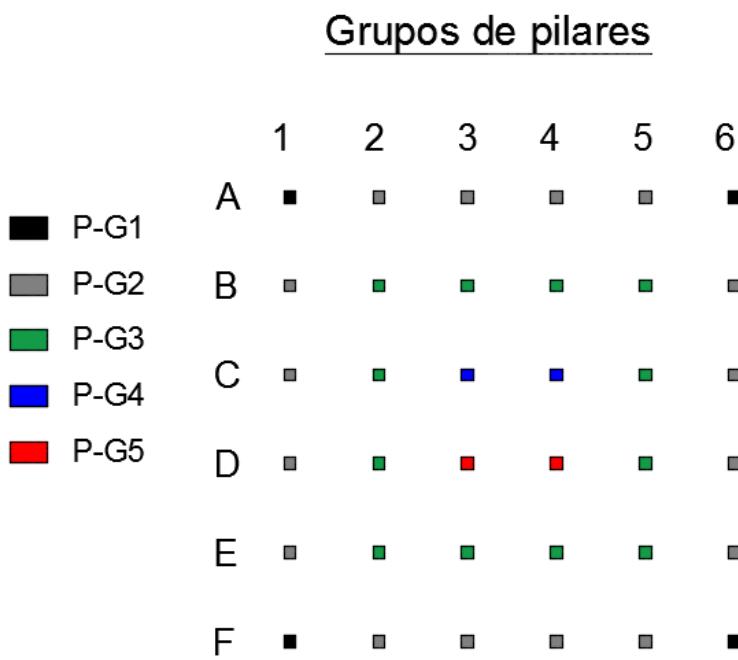


Fig 17 Vista superior distribución de pilares en grupos y designación

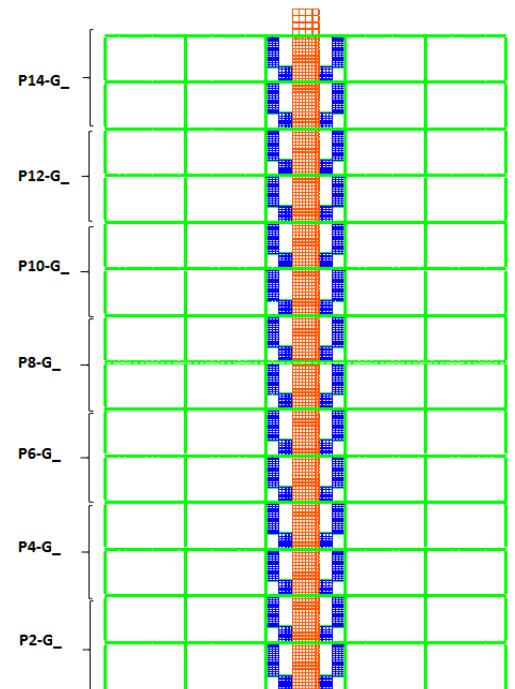


Fig 18 Vista frontal designación de plantas

No será necesario dar al pilar una sección constante a lo largo de todo el edificio, sino que se irá reduciendo o manteniendo a medida que las cargas lo permitan. No se colocarán perfiles inferiores de HEB200 para que constructivamente tengamos anchura de ala y podamos hacer correctamente las uniones con las vigas.

5.2 Dimensionado de vigas

Observando el comportamiento de los desplazamientos en dirección Y de las vigas para un primer dimensionado, se detectó un comportamiento similar en algunas vigas. De tal forma que se volvió a asociar las vigas en cinco grupos resultantes (Fig 19) y agrupando cada dos tramos de plantas.



Fig 19 Vista superior distribución de vigas en grupos y designación

Para los grupos de vigas tendrán que hacerse dos comprobaciones:

- A tensión: No se supere el límite elástico del material (Acero 275 MPa)
- A desplazamientos: Teniendo en cuenta que el desplazamiento máximo vertical permitido de una planta según el DBSE es en pisos con tabiques ordinarios :

$$u_{max}^{vertical} = \frac{L}{400} = \frac{6000mm}{400} = 15 mm$$

En lugar de analizar uno a uno los grupos de vigas, detectaremos y analizaremos únicamente el grupo de vigas con mayor desplazamiento (más desfavorable) y a partir de ahí, comprobaremos si es posible reducir o no la sección del perfil en los restos de grupos, para aligerar peso en la estructura.

Donde haya un cambio de viga entre una línea y otra, a lo largo de una línea no saltaremos nunca más de dos perfiles. Ya que constructivamente cuando tú dejas una viga muy descolgada frente a la que viene en frente, se crea un fenómeno local de concentración,

haciendo que se te pueda cargar el pilar. La limitación del programa hace que no vea esta concentración de esfuerzos.

Puede existir la posibilidad de que para cumplir en desplazamientos en los grupos de vigas, sea necesario en lugar de aumentar el perfil de las mismas actuar en los pilares en los que apoya. Ya que rigidizando los pilares (aunque cumplan en tensión) reduciremos el desplazamiento que ocurre al comprimirse, y de esta forma reduciremos el desplazamiento en las vigas.

5.3 Dimensionado de viguetas

Utilizaremos perfiles IPE para las viguetas, generalmente son los más usados para cargas ligeras. En este caso solo habrá un grupo general y se seguirán agrupando cada dos tramos de plantas.

De igual forma que las vigas, habrá que realizar dos comprobaciones, pero será en desplazamientos donde sea más restrictivo.

- A tensión: No se supere el límite elástico del material (Acero 275 MPa)
- A desplazamientos: Teniendo en cuenta que el desplazamiento máximo vertical permitido de una planta según el DBSE para el resto de los casos :

$$u_{max}^{vertical} = \frac{L}{300} = \frac{6000mm}{300} = 20 mm$$

5.4 Dimensionado de la cimentación

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

Para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo, para este estudio se han considerado unas características genéricas del terreno, y además dimensionar el propio cimiento de hormigón, de modo que sea suficientemente resistente. Se han considerado las siguientes características:

- Grava compacta
- Capacidad admisible = 350 kN/m^2
- Ángulo de rozamiento 36°
- Densidad hormigón= 2500 Kg/m^3

Como se va a hacer un cálculo de cimentación en 2D, utilizaremos la situación de cargas más desfavorable para la zapata, en el plano peor de trabajo. Para dimensionar las zarpas realizaremos las siguientes comprobaciones, detalladas en el Anexo 10 :

1. Estabilidad a vuelco
2. Estabilidad a deslizamiento
3. Estabilidad a hundimiento

Para la cimentación también vamos a agruparlos, dependiendo de los pilares: esquineras, medianeras e interiores, esto conformarán tres grupos de zapatas. Y finalmente, el centro donde se albergan los 4 pilares restantes con el hueco del ascensor, estará unidos por una losa de hormigón. Tal y como se representa en la Fig 20.

Grupos de zapatas y losa

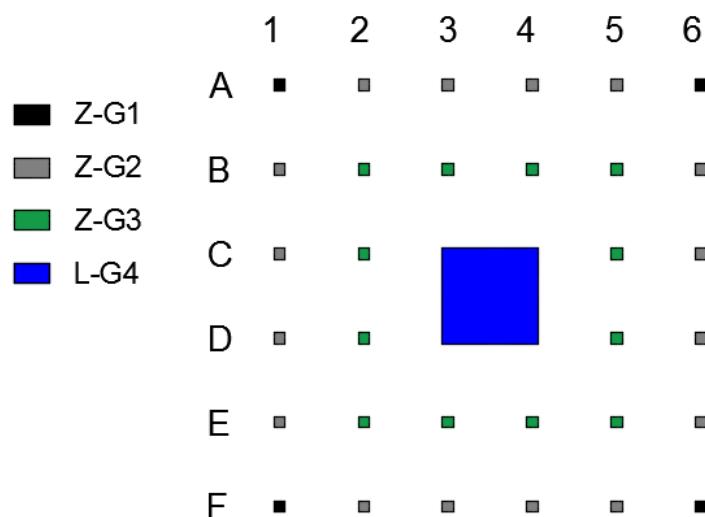


Fig 20 Vista superior, distribución en grupos de zapatas y losa

La cimentación de las zapatas y la losa se efectuarán realizando las comprobaciones de vuelco, deslizamiento y hundimiento, además será necesario comprobar que no se supere la tensión admisible del terreno.

Se mantendrá una profundidad mínima de 0.8m tanto en las zapatas como en la losa de hormigón para evitar el punzonamiento de las mismas y todas ellas serán de forma cuadrada.

5.5 Cálculo de uniones

Permiten el enlace de diferentes perfiles y son capaces de transmitir adecuadamente los esfuerzos internos. Se utilizarán tornillos de alta resistencia de grado 10.9 (Tabla 4) para conexiones entre elementos de acero estructural. Las uniones de alta resistencia se caracterizan por generar una gran reacción de rozamiento entre las superficies en contacto y aprovechar esta fuerza de rozamiento para la transmisión de los esfuerzos de los perfiles conectados.

Para calcular los elementos de unión se determinarán las solicitudes que sobre ellos actúan y se acomodaran a las mismas hipótesis consideradas en el cálculo del conjunto de la estructura o de sus elementos.

En los tipos de uniones que se detallarán, se estudiará la forma de realizarla con el menor número de elementos, de forma que la transmisión de esfuerzos se verifique correctamente. En cuanto al coeficiente de seguridad que se aplique a la unión, este deberá ser el mismo que se ha adoptado para el cálculo de la estructura, en nuestro caso será de 1'5.

d (mm)	16	20	22	24	27	30
A _s (mm ²)	157	245	303	353	459	561
F _{p,CD} (10.9) (kN)	99.91	155.91	192.82	224.64	292.09	357

Tabla 4 Pernos de alta resistencia de grado 10,9

Para ello habrá que hacer la disposición constructiva, que constará del número de tornillos, métrica de los tornillos y disposición de los mismos.

5.5.1 Uniones atornilladas

Para el caso de las uniones atornilladas se realizarán dos comprobaciones: unión viga-pilar y unión vigueta-viga, en las situaciones donde las reacciones sean máximas. Las siguientes comprobaciones están detalladas en el Anexo 11 :

1. Comprobación a flexión
2. Comprobación a deslizamiento

Unión viga-pilar

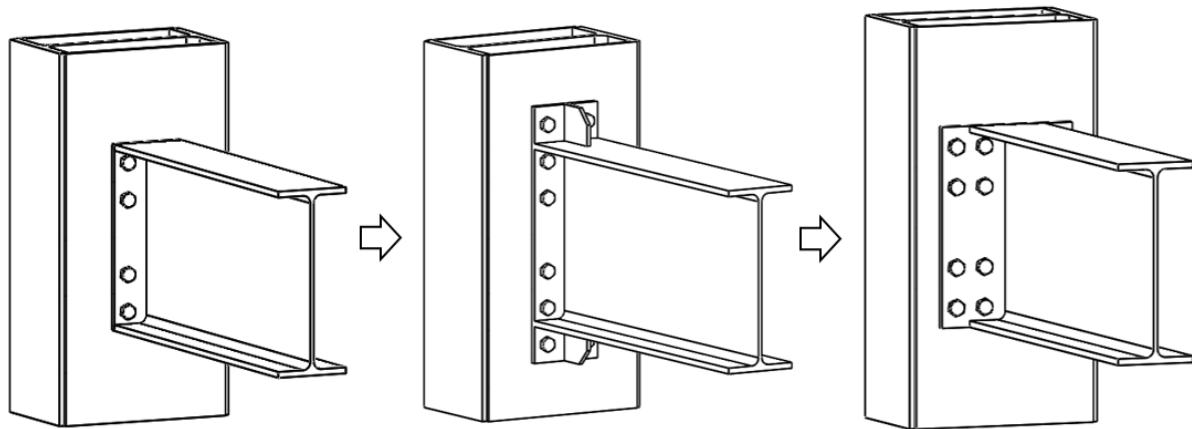


Fig 21 Soluciones unión viga-pilar

En el caso en que la unión resultante no cumpla con la solución simple (Fig 21 izq), elevaremos la unión aumentando la placa por arriba y por abajo (Fig 21 centro), añadiendo otra línea de tornillos y unos rigidizadores de espesor como mínimo al espesor del alma de la viga. En casos excepcionales (Fig 21 der) se ensancha la placa, y se duplican los tornillos siempre que tenga la suficiente anchura el pilar.

Unión viga-vigueta

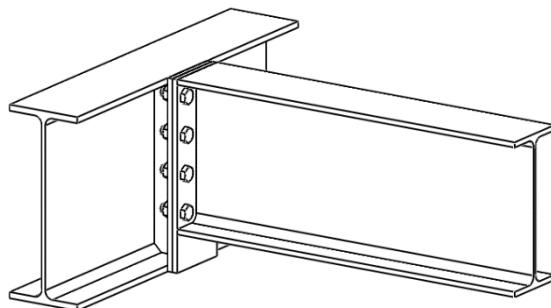


Fig 22 Solución unión viga-vigueta

Se realizará la unión soldando una chapa en la viga y otra en la vigueta, y se unirán entre sí con la unión atornillada resultante obtenida en los cálculos.

El espesor de la chapa que trabajaría a flexión, será como mínimo al espesor del ala. En las formulas el espesor no interviene porque ya se da por supuesto que cogiendo ese espesor de chapa cumpliría.

5.5.2 Placa base

La placa lo que va a transmitir en el plano de máxima flexión, es un esfuerzo axil, un momento flector y un cortante. Para la flexión y el axil habrá una distribución parecida a la Fig 23. Por una parte habrá una zona comprimida de hormigón, ya que la placa va a intentar girar por el efecto del momento. Tendremos un punto de giro P, donde a partir de ese punto la placa intenta clavarse en la zapata de hormigón y a partir de ahí intentaría levantarse, para evitar el levantamiento tenemos los pernos.

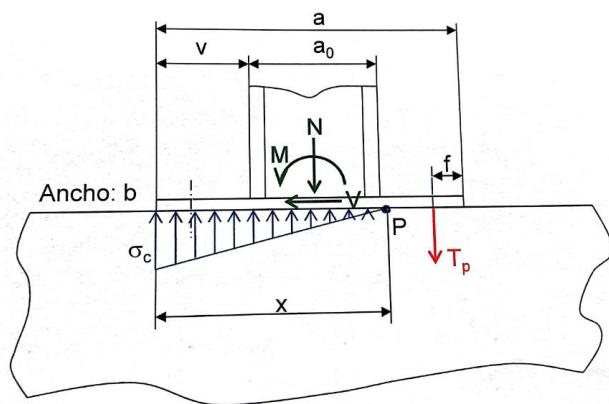


Fig 23 Sección placa base y nomenclatura

Las ecuaciones de este equilibrio, comportamiento y compatibilidad empleados se encuentran en el Anexo 12. El problema es que es un sistema no lineal, para resolverlo utilizaremos un programa con función solver, en nuestro caso emplearemos el EES (Engineering Equation Solver).

Una vez calculados los parámetros necesarios, se realizarán las siguientes comprobaciones:

1. La tensión de Von Misses sea inferior al límite elástico del acero de 275MPa
 $(\sigma_{VM} < f_{ydp})$
2. La tensión de compresión en el hormigón sea inferior al límite elástico del hormigón 30MPa $(\sigma_c < f_{ca})$.

Para seleccionar los pilares a los que realizaremos esta comprobación, nos fijaremos en los pilares correspondientes de máximo axil y máximo flector. Ya que para la placa y el hormigón lo más desfavorable es el máximo axil, y para los pernos que serán barras de acero es el máximo momento. Lo analizaremos para los grupos de medianera (P-G2) e interiores (P-G3).

Espesor de la placa

Además habrá que garantizar que el espesor de la placa es válido para la sujeción. Debido a la flexión de la chapa, se tienen dos problemas en los vuelos de la placa. En la sección tenemos el momento flector que produce la resultante de tensiones y el momento flector que produce la tracción del perno.

Consideraremos a la hora del diseño que el espesor de la placa no supere los 30mm, ya que constructivamente no se pueden hacer placas muy grandes para evitar problemas con la soldadura.

Teniendo esto en cuenta, comprobaremos que con el módulo resistente de la placa (w) sea suficiente o no para soportar el momento flector sin plastificar. En el caso de que no sea suficiente habrá que utilizar unas cartelas para aumentar el momento resistente (w'). En el Anexo 13 se explica la importancia de la rigidización con cartelas.

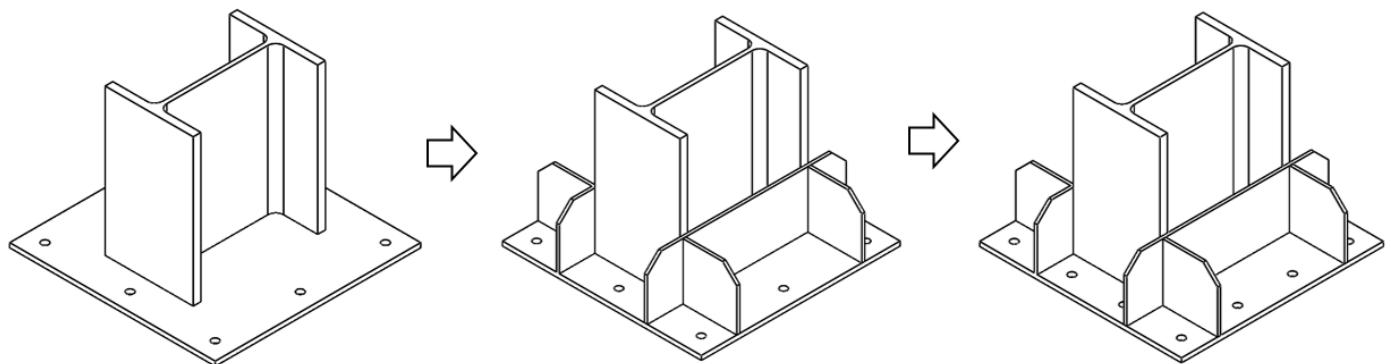


Fig 24 Soluciones unión placa base

Si esta segunda solución resulta insuficiente para garantizar la unión, se aumentarían el número de tornillos, métrica de tornillos o incluso las dimensiones de las cartelas.

6. Estudio comparativo

En este apartado se comentarán los resultados obtenidos, tratados mediante la herramienta de elementos finitos NX-Ideas, la herramienta de cálculo (Excel) y la herramienta para solucionar sistemas no lineales EES (Engineering Equation Solver). Además para la generación de algunos detalles se ha empleado el programa Solidworks.

Una vez comentados en los apartados anteriores los pasos para la realización del dimensionado, se van a detallar los resultados finales de ambos casos de estudio. Detallando los problemas y soluciones aplicados al modelo para su correcto y óptimo funcionamiento.

A continuación se muestra un pequeño resumen de las hipótesis empleadas con sus abreviaciones, ya que se emplearán a lo largo del estudio comparativo. Únicamente se mostrarán las hipótesis más desfavorables de ambos casos de estudio.

H3 → Hipótesis 3, caso estática a coeficiente 1,5

$$Q_{Peso\ Propio} + Q_{viento} + Q_{sobrecarga}$$

CA-H3 → Combinación de acciones Hipótesis 3, caso estática a coeficiente 1

$$1.35 \cdot Q_{Peso\ Propio} + 1.5 \cdot Q_{viento} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sobrecarga} + 1.5 \cdot 0.5 \cdot Q_{nieve}$$

H3D → Hipótesis 3, caso dinámica a coeficiente 1

$$Q_{Peso\ Propio} + Modo\ 3 + 0.6 \cdot Q_{sobrecarga}$$

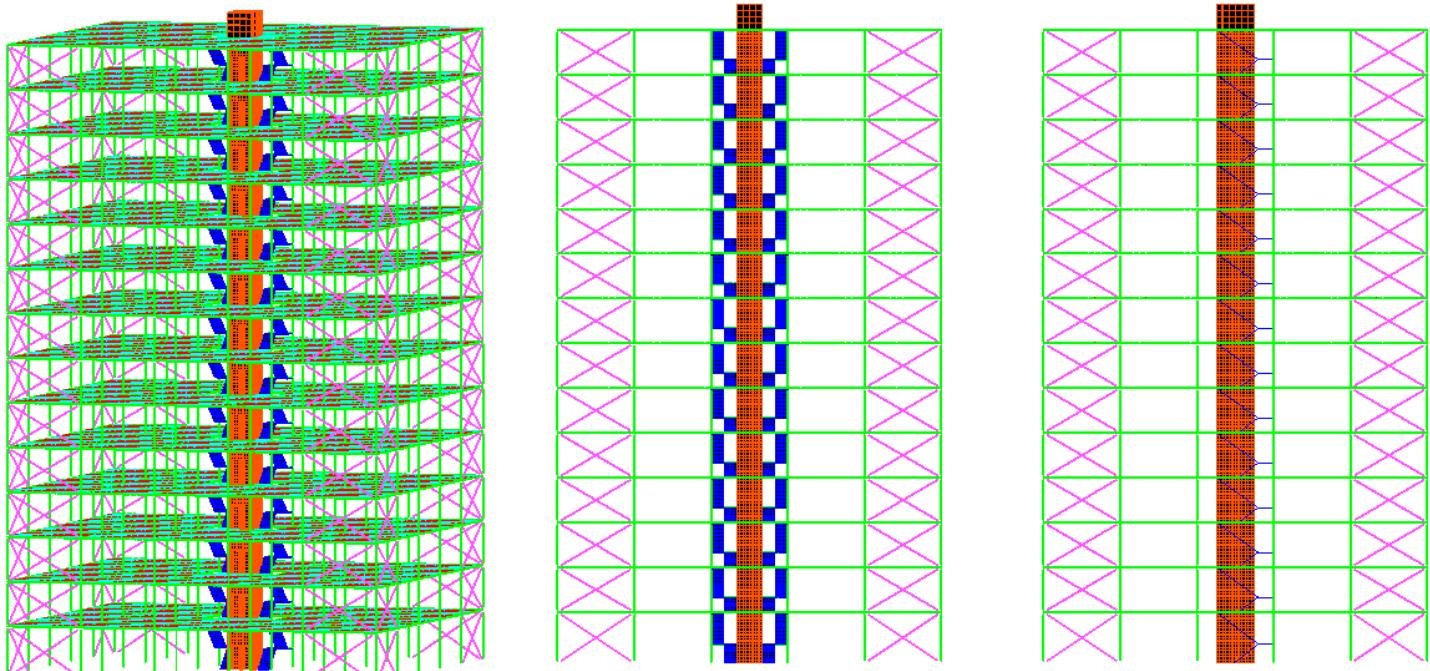


Fig 25 Estructura final - Vista isométrica (izquierda), Plano XY (centro), Plano YZ (derecha)

6.1 Dimensionado pilares

Al analizar las tensiones en los pilares con las hipótesis 1 y 2 (H1,H2) en el caso del estudio estático y hacer el dimensionado con acero de 275 MPa. Al comprobar la hipótesis 3 (H3) que tiene influencia de viento, este dimensionado no era suficiente. Lo que ocurría es que el viento aumentaba la flexión de los pilares haciendo como si el edificio fuera una ménsula. Por ese motivo se optó en añadir arriostramiento en un vano del edificio como se ve en la Fig 25.

El arriostramiento hace cambiar un poco el funcionamiento. Al eliminar la deformada de flexión absorbe el momento de viento como un balanceo de axiles, sobrecargando el lado contrario (se sobrecarga el lado de compresión). Se utilizó un perfil UPN200 (caso estática) y UPN 240 (caso dinámica). En esta primera Tabla 5 se observan las tensiones por grupos de pilares con H3, CA-H3.

		H3 (Mpa)	CA-H3 (Mpa)	Tasa
P14-G1	HEB200	101,83	156,54	0,569
P12-G1	HEB200	143,84	197,29	0,717
P10-G1	HEB200	173,83	236,88	0,861
P8-G1	HEB220	181,5	235,02	0,855
P6-G1	HEB260	182,45	235,03	0,855
P4-G1	HEB280	198,2	258,31	0,939
P2-G1	HEB300	201,84	264	0,960
P14-G2	HEB300	142,19	188,34	0,685
P12-G2	HEB300	166,77	214,06	0,778
P10-G2	HEB300	188,64	242,36	0,881
P8-G2	HEB320	194,82	251,08	0,913
P6-G2	HEB360	197,43	255,07	0,928
P4-G2	HEB400	197,73	255,96	0,931
P2-G2	HEB450	196,8	254,24	0,925
P14-G3	HEB320	100,12	152,02	0,553
P12-G3	HEB320	132,03	178,16	0,648
P10-G3	HEB320	157,76	211,02	0,767
P8-G3	HEB320	182,33	241,3	0,877
P6-G3	HEB360	189,61	248,24	0,903
P4-G3	HEB450	184,1	239,08	0,869
P2-G3	HEB500	189,61	243,35	0,885
P14-G4	HEB500e10	158,63	234,69	0,853
P12-G4	HEB500	197,7	256,85	0,934
P10-G4	HEB500	194,57	252,65	0,919
P8-G4	HEB500	180,63	234,59	0,853
P6-G4	HEB500	171,76	222,65	0,810
P4-G4	HEB500	159,52	204,62	0,744
P2-G4	HEB500	144,09	183,96	0,669
Pilarete	HEB200	122,19	162,96	0,593
P14-G5	HEB400e10	158,66	245,02	0,891
P12-G5	HEB400	190,16	248,56	0,904
P10-G5	HEB400	183,58	239,54	0,871
P8-G5	HEB400	166,88	217,54	0,791
P6-G5	HEB400	156,16	202,83	0,738
P4-G5	HEB400	142,44	183,51	0,667
P2-G5	HEB400	129,56	164,81	0,599

Tabla 5 Dimensionado pilares, caso estática

Siempre que estemos en una tasa de trabajo de 0,8-0,9 el material está bien aprovechado. Podemos ver que los perfiles mayores están bien optimizados. Además estamos muy cerca de optimizar el diseño, porque lo ideal en una estructura es que todas las tasas de trabajo fuesen iguales.

Para el caso dinámico se ha estudiado la alternativa de aumentar perfiles, arriostramientos... y al final se ha visto que la opción más razonable es aumentar la calidad del acero a 355MPa y simplemente retocar puntualmente algunos perfiles. El dimensionado final para el estudio dinámico sería el siguiente:

		H3D (Mpa)	Tasa
P14-G1	HEB200	149,72	0,422
P12-G1	HEB200	184,3	0,519
P10-G1	HEB200	189,91	0,535
P8-G1	HEB220	249,33	0,702
P6-G1	HEB260	317,68	0,895
P4-G1	HEB400	296,24	0,834
P2-G1	HEB500e10	273,75	0,771
P14-G2	HEB400	312,06	0,879
P12-G2	HEB400	284,37	0,801
P10-G2	HEB400	302	0,851
P8-G2	HEB400	305,88	0,862
P6-G2	HEB450	308,63	0,869
P4-G2	HEB500e10	250,65	0,706
P2-G2	HEB500e15	315,48	0,889
P14-G3	HEB320	246,52	0,694
P12-G3	HEB360	278,8	0,785
P10-G3	HEB400	283,65	0,799
P8-G3	HEB400	294,89	0,831
P6-G3	HEB400	306,1	0,862
P4-G3	HEB450	285,79	0,805
P2-G3	HEB500	255,23	0,719
P14-G4	HEB500e10	243,53	0,686
P12-G4	HEB500e10	237,4	0,669
P10-G4	HEB500e10	232	0,654
P8-G4	HEB500e10	206,76	0,582
P6-G4	HEB500e10	184,6	0,520
P4-G4	HEB500e10	183,43	0,517
P2-G4	HEB500e10	225,55	0,635
pilarete	HEB300	268,02	0,755
P14-G5	HEB500	276,08	0,778
P12-G5	HEB500	287,69	0,810
P10-G5	HEB500	282,11	0,795
P8-G5	HEB500	252,25	0,711
P6-G5	HEB500	224,53	0,632
P4-G5	HEB500	219,24	0,618
P2-G5	HEB500	235,22	0,663

Tabla 6 Dimensionado pilares, caso dinámica

6.2 Dimensionado vigas

En el análisis general del estudio estático se detectó mayor desplazamiento en "y" en V-G4. Debido a que estas vigas están unidas a un punto muy rígido (pantalla del ascensor) y por el otro extremo al desplazamiento por compresión del pilar. En la Fig 26 se muestra marcada la viga más desfavorable donde se ha basado el análisis.

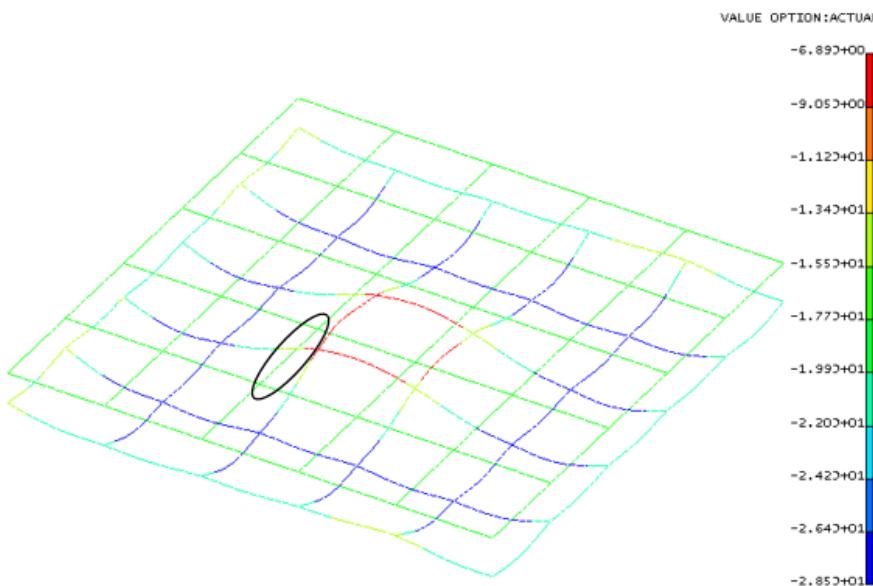


Fig 26 Estática vista isométrica V14, desplazamiento "y" en vigas

Una de las soluciones para reducir este desplazamiento, ya que el límite en vigas es de 15mm, fue rigidizar los pilares del grupo P-G3 para reducir el desplazamiento que ocurre al comprimirse, y de esta forma reducir el desplazamiento de las vigas. Como puede verse en la Tabla 5 del punto anterior las últimas plantas (P10-G3, P12-G3, P14-G3) cumplen holgadamente en tensión, debido a este motivo.

Estática- Vigas		Desplazamientos H3 (mm)			Tensión CA-H3	
		d1	d2	local	VM (Mpa)	RESTO DE GRUPOS
V14-G4	IPE500	-25,3	-10,5	-14,8	162,77	IPE400
V12-G4	IPE450	-24,5	-10,2	-14,3	160,93	IPE400
V10-G4	IPE400	-22,5	-9,37	-13,13	160,2	IPE360
V8-G4	IPE330	-19,6	-8,15	-11,45	166,47	IPE330
V6-G4	IPE300	-15,5	-6,64	-8,86	155,88	IPE300
V4-G4	IPE270	-10,6	-4,85	-5,75	144,91	IPE270
V2-G4	IPE240	-5,71	-2,74	-2,97	134,17	IPE240

Tabla 7 Dimensionado vigas, caso estática

Como se puede observar se ha dimensionado V10-G4, V12-G4, V14-G4 con mayores perfiles que en el resto de grupo ya que son en las últimas plantas donde más desplazamiento vertical hay, ya que se va acumulando. En el resto de grupos de esas plantas se han reducido dos perfiles para aligerar material y no tener problemas al tener un cambio de viga.

En el resto de plantas se ha mantenido uniformidad en las secciones de todos los grupos para cumplir en tensiones, ya que en desplazamientos en estas plantas no existen problemas. Los desplazamientos se comprueban con H3 en el estado límite de servicio, y con CA-H3 comprobaríamos las tensiones en estado límite último.

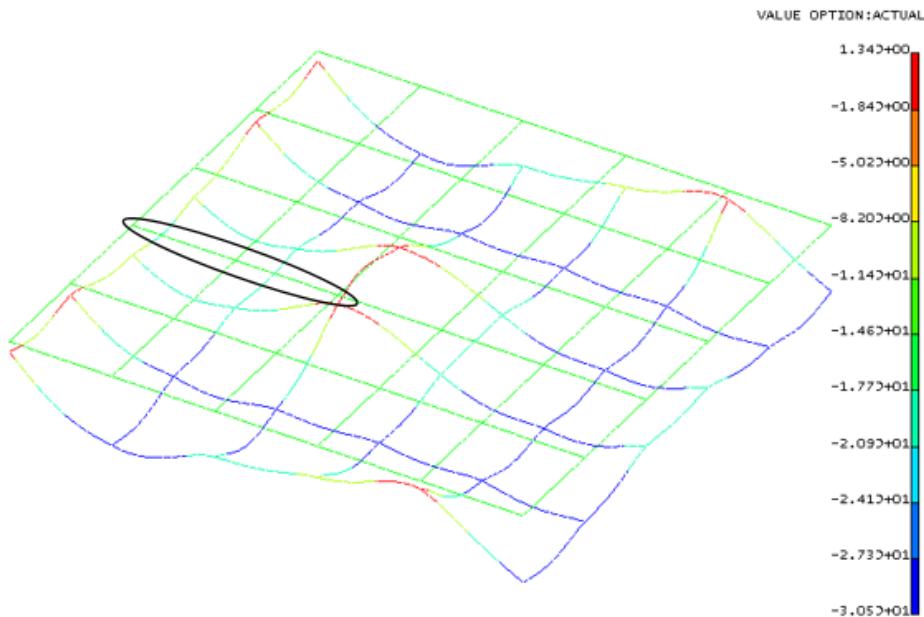


Fig 27 Dinámica vista isométrica V14, desplazamiento "y" en vigas

Para el caso de dinámica en desplazamientos es difícil de ver las referencias. Cada viga se está comportando de una manera, hace una ondulación por el efecto de los pilares al moverse los pilares lateralmente (Fig 27). Al estar deformando los dos tramos de vigas como una única viga se utilizará el método de la semisuma.

Dinámica- Vigas	Desplazamientos H3D (mm)				Tensión H3D
Todos los grupos	Global	d1	d2	local	VM (Mpa)
V14-G4 IPE500	-22,2	-3,74	-12,3	-14,18	224,17
V12-G4 IPE450	-20,2	-3,3	-11,8	-12,65	271,62
V10-G4 IPE400	-19,1	-2,55	-10,7	-12,47	302,39
V8-G4 IPE330	-15,7	-1,72	-9,03	-10,32	340,72
V6-G4 IPE300	-15,2	-0,736	-6,78	-11,44	347,21
V4-G4 IPE270	-12,4	-0,218	-4,23	-10,17	340,09
V2-G4 IPE240	-9,25	-0,0511	-2,22	-8,11	317,15

Tabla 8 Dimensionado vigas, caso dinámica

Se mantendrán los mismos perfiles que en estática pero aumentando la calidad del acero a 355MPa. Además para este caso, los perfiles de cada planta serán idénticos para todos los grupos de vigas de la misma planta. Para más detalles consultar Anexos 14 y 15.

6.3 Dimensionado viguetas

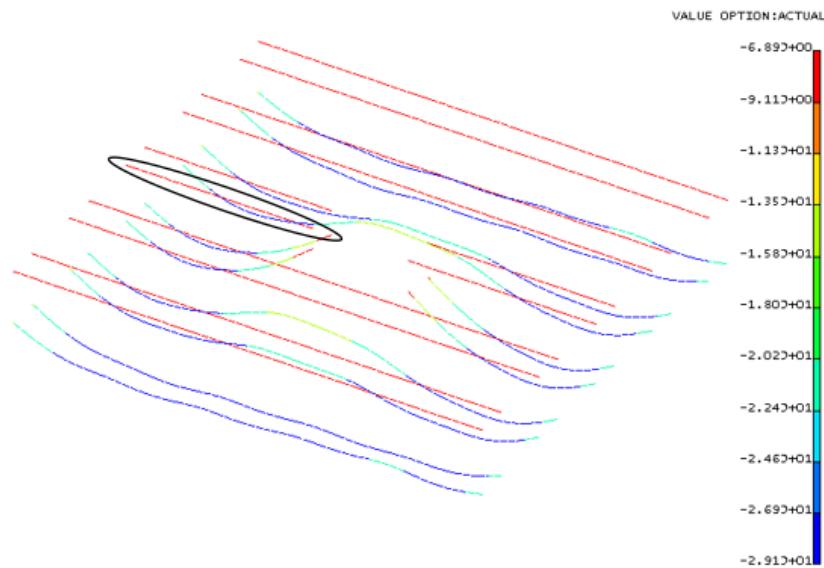


Fig 28 Estática vista isométrica Vi14, desplazamiento "y" en viguetas

Como en el dimensionado de las vigas los desplazamientos se comprueban con H3 y las tensiones en estado límite último con CA-H3. Los desplazamientos mandan en el dimensionado de las viguetas sobre las tensiones, asegurando un máximo desplazamiento permitido de 20mm.

Estática- Viguetas		Desplazamientos H3 (mm)			Tensión CA-H3
		d1	d2	local	
Vi14	IPE400	-25,4	-6,89	-18,51	61,75
Vi12	IPE400	-24,4	-7,1	-17,3	54,923
Vi10	IPE360	-23	-6,01	-16,99	50,75
Vi8	IPE330	-18,9	-4,14	-14,76	44,38
Vi6	IPE300	-17,1	-3,38	-13,72	44,4
Vi4	IPE240	-13	-2,09	-10,91	41,44
Vi2	IPE240	-8,8	-1,16	-7,64	38,13

Tabla 9 Dimensionado viguetas, caso estática

En el caso de del estudio dinámico, el método para la obtención de los desplazamientos varía como en el caso de las vigas, será necesario utilizar el método de la semisuma.

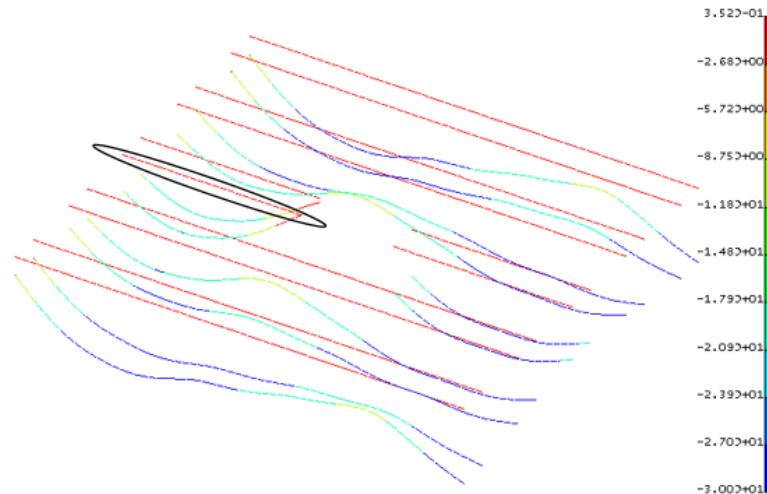


Fig 29 Dinámica vista isométrica Vi14, desplazamiento "y" en viguetas

Dinámica - Viguetas		Desplazamientos H3(mm)				Tensión H3D
		Global	d1	d2	local	VM (Mpa)
Vi14	IPE400	-22,40	0,35	-13,90	-15,63	76,00
Vi12	IPE400	-21,10	0,91	-13,40	-14,86	78,13
Vi10	IPE360	-20,20	2,84	-12,60	-15,32	79,77
Vi8	IPE330	-18,90	5,35	-11,90	-15,63	78,27
Vi6	IPE300	-16,60	6,78	-10,10	-14,94	71,92
Vi4	IPE240	-13,80	7,12	-7,98	-13,37	56,90
Vi2	IPE240	-10,50	5,55	-6,47	-10,04	45,33

Tabla 10 Dimensionado viguetas, caso dinámica

Los perfiles resultantes no varían con respecto al caso del estudio estático, manteniendo la misma calidad de acero S275. Para más detalles consultar Anexos 14 y 15.

6.4 Dimensionado cimentación

Para el dimensionado de la cimentación se dieron en consideración las 3 hipótesis de ambos casos de estudio, ya que resultaron las situaciones donde las reacciones eran mayores.

A continuación en la Tabla 11 se muestran las medidas de las zapatas agrupadas en grupos para la hipótesis más desfavorable. El volumen de hormigón necesario sería de 480.67m³.

Grupo	a (m)	b (m)	h (m)
Z-G1	3.2	3.2	1
Z-G2	3.7	3.7	1.2
Z-G3	4	4	1.5
L-G4	10.5	10.5	0.5

Tabla 11 Dimensiones por grupos de zapatas estática H3

Siguiendo el mismo procedimiento en el estudio dinámico, se obtuvieron tamaños de zapatas muy grandes, tanto que casi se tocan con las más próximas entre ellas. Por este motivo se optó para H3D eliminar las zapatas individuales y crear una losa de hormigón que albergará todo el edificio. El volumen de hormigón necesario sería de 1920m³.

Grupo	a (m)	b (m)	h (m)
Losa	40	40	1.2

Tabla 12 Dimensión losa de hormigón, dinámica H3D

Respecto al tema económico, no se puede asegurar que solución sería más económica. Aparentemente las zapatas aisladas con losa parecería la más económica, ya que el volumen de hormigón es unas cinco veces menor que en la solución dinámica. Sin embargo, hay que tener en cuenta que hoy en día lo más caro es la mano de obra, y realizar zapatas aisladas puede llevar más trabajo que una única losa. Además mientras más se aumenta el volumen necesario de hormigón más abarata el precio unitario.

Para ver en más detalle el cálculo de las cimentaciones consultar el Anexo 16.

6.5 Dimensionado uniones

6.5.1 Unión Viga-Pilar y Viga- Vigueta

En estos tipos de uniones la flexión influye en gran medida a la solución resultante, de tal forma como es de esperar el tamaño de los pernos en el caso de dinámica es ligeramente superior al caso de estática en ambas uniones. Sin embargo será en la unión viga- pilar donde sea mayor el número de pernos, ya que la reacción en ese punto es mayor.

Unión Viga-Pilar		Reacciones Viga mayorados					
Caso	Pilar	Viga	Vd(kN)	Md(kN·m)	Número de pernos	Métrica	Tasa
Estática	HEB500e10	IPE500	277,386	537,106	12	27	0,985
Dinámica	HEB500e10	IPE500	241,528	546,599	12	30	0,820

Tabla 13 Unión resultante viga-pilar

Unión Viga-Vigueta		Reacciones Vigueta mayorados					
Caso	Viga	Vigueta	Vd(kN)	Md(kN·m)	Número de pernos	Métrica	Tasa
Estática	IPE500	IPE400	30,112	105,457	8	22	0,820
Dinámica	IPE400	IPE400	26,733	131,501	8	24	0,878

Tabla 14 Unión resultante viga-vigueta

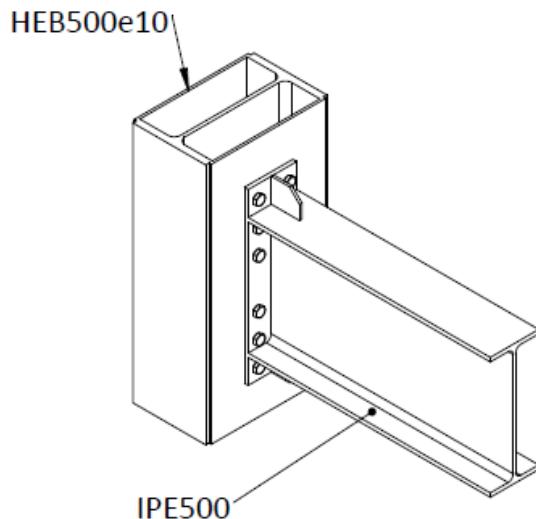


Fig 30 Ejemplo unión Viga-Pilar

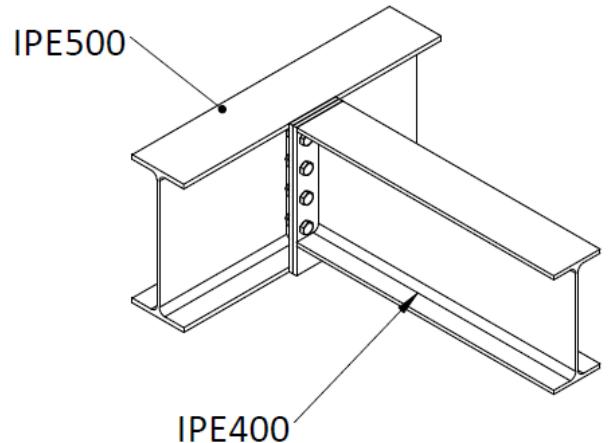


Fig 31 Ejemplo unión Viga-Vigueta

Para ver en más detalle el cálculo de las uniones de vigas y viguetas consultar el Anexo 17.

6.5.2 Unión placa base

Se puede observar que los resultados tanto de la placa como de las cartelas necesitan un dimensionado ligeramente inferior en el caso de estática en comparación con el caso de dinámica, como en las uniones anteriores. Sin embargo, en ambos casos puede utilizarse la solución de usar 8 pernos, sin tener que emplear ninguna medida especial para la unión.

Caso estudio de		Pilares	a (mm)	b (mm)	Número de pernos	Métrica	e_chapa (mm)	e_cartelas (mm)	h_cartelas (mm)	Tensión cartelas (MPa)
Estática	HEB450 - Medianeras	F2 (Max N)	700	700	8	24	15	10	200	141,74
		E6 (Max M)	700	700	8	24	15	10	200	162,06
	HEB500 - Internas	E2 (Max N)	740	740	8	24	20	10	200	168,57
		D2 (Max M)	740	740	8	24	20	10	200	158,37
Dinámica	HEB500e10 - Medianeras	F2 (Max N)	830	830	8	30	20	12	250	183,61
		E6 (Max M)	830	830	8	30	20	12	250	112,89
	HEB500 - Internas	D5 (Max N)	740	740	8	24	20	10	200	150,20
		D2 (Max M)	740	740	8	24	20	10	200	123,46

Tabla 15 Unión resultante placa base

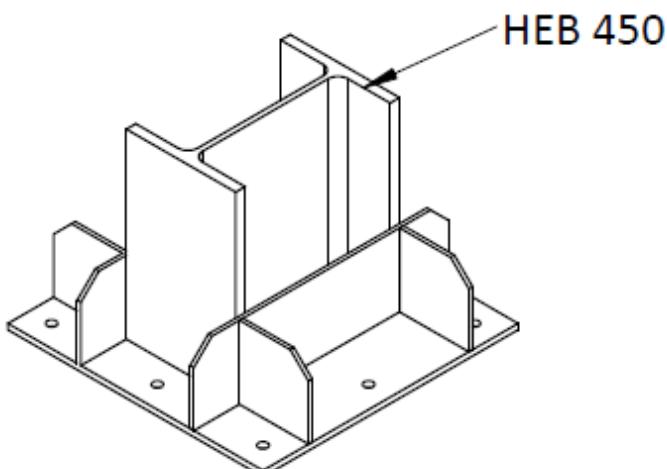


Fig 32 Ejemplo unión placa base

Para ver en más detalle el cálculo de las uniones placa base consultar el Anexo 18.

7. Conclusiones

La construcción del modelo debido a su tamaño y complejidad hizo que esta parte fuese una de las que más tiempo ocuparon en su realización, principalmente por ser la primera vez en utilizar el programa NX-Ideas. Para evitar posibles fallos en la resolución del modelo, se dio especial importancia y dedicación a la construcción del modelo ya que es en esta etapa donde se originan la mayor parte de los fallos y donde son más fáciles de resolver.

Tras el estudio y cálculo realizados para el edificio de estructura metálica para zona administrativa situado en Granada, con los casos de estudios de régimen estático y dinámico, y en base a los resultados obtenidos a lo largo del desarrollo del proyecto, se obtienen las siguientes conclusiones:

- Como era previsible, el dimensionado de la estructura frente a cargas sísmicas requiere una estructura bastante más robusta que en el caso de cargas estáticas, afectando sobre todo a los pilares, debido a que los modos de vibración fundamentales del edificio son modos de flexión global de todo el conjunto como si fuese un voladizo.
- En todas las secciones de ambos casos de estudio, se obtienen valores de tensión inferiores al límite elástico del acero, lo que indica que aún se podrían cargar la estructura frente a posibles sobrecargas producidas por el aumento de cargas variables puntuales.
- Cuando el cálculo viene marcado por temas de resistencia puede ser interesante estudiar si compensa utilizar un acero de mayor límite elástico. Sin embargo, si es dimensionamiento viene marcado por deformaciones, el límite elástico no influye y lo determinante será la inercia del perfil. También habría que tener en cuenta el tema de la disponibilidad del material, ya que en determinadas cosas el S355 es mucho más difícil encontrar en stock.
- En este estudio comparativo la utilización de un acero de más calidad, para dotar al edificio situado en una zona de peligrosidad sísmica de una mayor resistencia frente a las posibles fluctuaciones del terreno, parece la mejor solución. En lugar de aumentar perfiles, usar perfiles compuestos o incluso emplear elementos antiterremotos ya que encarecería el precio, teniendo en cuenta que España no se encuentra en un área de ocurrencia de grandes seísmos.
- En cuanto a la cimentación hay dos cuestiones, el tema técnico y el tema económico. Por una parte, en este proyecto nos hemos centrado en encontrar la solución técnica correcta. En el caso del estudio estático se obtuvo una distribución de zapatas aisladas con una losa en el hueco de los ascensores, mientras que en el dinámico sería necesario cubrir toda la envergadura del edificio mediante una única losa de hormigón. Respecto al tema económico en lo que respecta a la cimentación, no se puede asegurar que solución sería más económica. Ya que no solo es necesario tener en cuenta el precio del hormigón, sino que además va a

influir de manera significativa el coste de mano de obra y el tiempo de elaboración de cada tipo de cimentación.

- Las uniones y placas de anclaje también deben ser reforzadas en el caso de sismo.

Podemos concluir que es significativa la realización de un cálculo dinámico para un emplazamiento con peligrosidad sísmica situado en España, debido a las grandes variaciones que hemos encontrado entre un caso y otro.

8. Bibliografía

¹ Código Técnico de la Edificación, DBSE.

² Código Técnico de la Edificación, DBSE-AE.

³ Normativa sismoresistente, NCSE-02

⁴http://www.construmatica.com/construpedia/Construcciones_Sismoresistentes_en_la_Construcci%C3%B3n_para_el_Desarrollo

⁵<http://www.lne.es/espana/2015/02/23/ultimos-terremotos-importancia-espana/1717508.html>