



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR INGENIEROS
INDUSTRIALES VALENCIA

Curso Académico:

RESUMEN

En el presente proyecto se aborda el diseño y cálculo de la estructura de un edificio de viviendas. Dicho edificio, ubicado en la localidad valenciana de Llíria, está formado principalmente por una estructura a base de vigas y pilares metálicos y losas prefabricadas de hormigón como forjado. Por otro lado, también se realiza la selección de diversos elementos constructivos como cerramientos o tabiques, necesarios tanto para el cálculo de la estructura general del edificio como para el diseño del mismo. Una vez realizado el diseño de la estructura se presenta el presupuesto de la obra y los planos correspondientes.

En base a la normativa prescrita por el Código Técnico de la Edificación y la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), se aplican los conocimientos adquiridos principalmente en las asignaturas de Estructuras y Tecnología de la Construcción, pertenecientes ambas al Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales.

RESUM

En el present projecte s'aborda el disseny i càlcul de l'estructura d'un edifici de vivendes. Aquest edifici, situat a la localitat valenciana de Lliria, està format principalment per una estructura a base de bigues i pilars metàl·lics i lloses prefabricades de formigó fent la funció de forjat. A més, també es realitza la selecció de diversos elements constructius com tancaments o envans, necessaris tant per al càlcul de l'estructura general de l'edifici com per al disseny del mateix. Una vegada realitzat el disseny de l'estructura es presenten el pressupost de l'obra i els plànols corresponents.

Basant-se en la normativa prescrita pel Codi Tècnic de l'Edificació i la Instrucció de Formigó Estructural (EHE-08), s'apliquen els coneixements adquirits principalment en les assignatures d'Estructures i Tecnologia de la Construcció, pertanyents ambdues al Grau en Enginyeria en Tecnologies Industrials.

ABSTRACT

The objective of this project is to calculate and design the structure of a residential building. The building, located in the Valencian town of Lliria, consists mainly of a structure based on metal beams and pillars and prefabricated concrete slabs. In addition, it's going to be done the selection of various building elements such as walls or partitions, required for both the calculation of the overall structure and to its design. Once design has been done, budget and plans will be presented.

Based on the regulations imposed by the Technical Building Code and the Structural Concrete Instruction (EHE-08), the knowledge acquired in the subjects of Structural Analysis and Construction Technology is going to be implemented. Both subjects belong to the Bachelor Degree in Engineering Industrial Technology.

Índice

1. Memoria descriptiva	11
1.1. Antecedentes	13
1.1.1. Objeto del proyecto	13
1.1.2. Justificación	13
1.1.3. Motivación	13
1.2. Estado del arte	13
1.3. Estudio de mercado y viabilidad del proyecto	15
1.4. Emplazamiento.....	16
1.4.1. Elección del emplazamiento	16
1.4.2. Características de la parcela.....	16
1.4.3. Superficies y volúmenes.....	16
1.4.4. Ficha urbanística	17
1.4.5. Estudio geotécnico	20
1.5. Descripción general del edificio	20
1.6. Descripción de la estructura. Justificación de la solución adoptada.	21
1.7. Legislación vigente	21
1.7.1. Normativa de cálculo estructural.....	21
1.7.2. Bases de cálculo	22
1.8. Bibliografía	26
1.9. Software utilizado	27
2. Anexo 1: Cálculo Estructural	29
2.1. Materiales	31
2.1.1. Acero	31
2.1.2. Hormigón	32
2.2. Acciones	33
2.2.1. Sobrecarga de Uso	35
2.2.2. Cargas permanentes	41
2.2.3. Carga de Nieve	55
2.2.4. Carga de Viento	58
2.2.5. Acción Sísmica	63

2.3. Selección de perfiles mediante el cumplimiento de los Estados Límite	64
2.3.1. Dimensionado de los pilares	69
2.3.2. Dimensionado de las Jácenas.....	79
2.4. Dimensionado de las Placas de Anclaje	84
2.5. Cálculo de las Cimentaciones	91
3. Anexo 2: Presupuesto	95
3.1. Capítulo 1: Acondicionamiento del terreno.....	97
3.1.1. Partida 1.1: Desbroce y limpieza (m ²)	97
3.2. Capítulo 2: Acero.....	97
3.2.1. Partida 2.1: Acero en pilares (kg)	97
3.2.2. Partida 2.2: Acero en zunchos y jácenas (kg)	97
3.2.3. Partida 2.3: Placas de anclaje (u)	98
3.2.4. Resumen Capítulo 2	98
3.3. Capítulo 3: Cimentación.....	98
3.3.1. Partida 3.1: Zapatas de hormigón armado (u)	98
3.4. Capítulo 4: Solados, cubiertas y forjados.....	99
3.4.1. Partida 4.1: Solado de Terrazo sobre mortero, 50mm espesor (m ²)	99
3.4.2. Partida 4.2: Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida (m ²)	99
3.4.3. Partida 4.3: Forjado a base de losas alveolares prefabricadas de hormigón (m ²)....	99
3.4.4. Resumen Capítulo 4	100
3.5. Capítulo 5: Cerramientos, Tabiques, Enlucidos y Antepechos.....	100
3.5.1. Partida 5.1: Cerramientos. Paneles de hormigón armado (m ²).....	100
3.5.2. Partida 5.2: Tabiquería (m ²)	100
3.5.3. Partida 5.3: Enlucido de Yeso (m ²).....	101
3.5.4. Partida 5.4: Barandillas para balcones (m)	101
3.5.5. Partida 5.5: Antepechos para la azotea (m).....	101
3.5.6. Resumen Capítulo 5	102
3.6. Capítulo 6: Escalera	102
3.6.1. Partida 6.1: Escalera de hormigón HA-25/P/20/IIa (m ²).....	102
3.7. Presupuesto de Ejecución Material	103
3.8. Presupuesto de Ejecución por Contrata	103
4. Anexo 3: Pliego de Condiciones	105

5.Anexo 4: Planos	109
5.1.Planos de localización y emplazamiento.....	111
5.2.Planos del alzado del edificio	113
5.3.Planos de distribución del edificio	115
5.4.Plano de la cimentación del edificio	117
5.5.Planos del forjado del edificio	119

1. Memoria descriptiva

1.1. Antecedentes

1.1.1. Objeto del proyecto

El objeto del presente proyecto es el diseño y cálculo de la estructura metálica de un edificio de viviendas situado en Llíria (Valencia), en el cual se realizará el dimensionado de los pilares y las vigas de los pórticos del edificio, así como del forjado del mismo.

1.1.2. Justificación

El presente Trabajo Final de Grado, tal y como se acaba de decir, servirá para calcular la estructura portante metálica de un edificio de planta baja con tres alturas sobre rasante y cubierta accesible privadamente, respondiendo así al crecimiento de la demanda de edificios de obra nueva mostrado durante el último año, tal y como se indica en el apartado 1.3. Estudio de mercado y viabilidad del proyecto de la presente Memoria Descriptiva.

Tanto el cálculo de las acciones sobre los pórticos del edificio, como la utilización del software informático SAP200 o la verificación de los estados límites (véase el apartado 2. Anexo 1: Cálculo Estructural) justifican el aprendizaje de los contenidos de asignaturas como Estructuras o Tecnología de la construcción, pertenecientes al Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales. Por otra parte, la realización de los planos mediante el software informático AutoCAD o la realización del presupuesto del proyecto justifican el aprendizaje de los contenidos de asignaturas como Ingeniería Gráfica, Expresión Gráfica o Proyectos.

Finalmente, el presente proyecto servirá para obtener el título de Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales.

1.1.3. Motivación

La principal razón de la realización de este proyecto es la aplicación práctica de conocimientos de asignaturas como Estructuras o Tecnología de la Construcción, así como la utilización de software informático en relación a dichas asignaturas. Otra razón de peso ha sido la aplicación de los conocimientos adquiridos en las asignaturas de diseño gráfico a partir de la utilización del software AutoCAD.

Por otro lado, la elección de este tema responde a mi interés por el sector de la construcción, tanto a nivel académico como, posteriormente, a nivel práctico o laboral.

1.2. Estado del arte

Pese a la utilización de hormigón armado en la construcción de edificios de viviendas desde hace décadas con éxito, existe desde hace años un gran crecimiento en la utilización del acero para la construcción de dichas estructuras. Algunas de las propiedades del acero que le llevan a este éxito son su bajo peso, sus altas capacidades ante la aplicación de esfuerzos tales como tracción, compresión, cortante o momento flector y la capacidad de permitir la construcción de estructuras con una gran cantidad de espacio libre. Estas características, junto a su elevada versatilidad en procesos de fabricación en serie, hace que el uso del acero esté cada vez más extendido en la industria de la construcción.

El acero (dependiendo del porcentaje de Carbono y de su tratamiento térmico) es un material de alta resistencia, lo que permitirá el uso de un perfil de menor sección que el que se habría

utilizado con hormigón armado. Además, el acero también es un material de elevada homogeneidad y uniformidad, por lo que sus propiedades no cambiarán apreciablemente con el tiempo. Todo esto unido a su ya mencionada versatilidad en los procesos de fabricación, hace que el acero permita obtener una gran variedad de formas y tamaños en cuanto a los perfiles de acero estructural se refiere, lo cual significa que el acero es un material que se puede adaptar a necesidades muy concretas. Por otro lado, su elevada ductilidad hace que el acero pueda soportar grandes flechas, lo que significa que el acero estructural permite cubrir grandes luces.

Centrándonos en su uso en obra, los perfiles de acero vienen fabricados en taller, lo que significa que los elementos llegan a obra prácticamente elaborados, necesitando un mínimo de operaciones para quedar terminados, lo que se traduce en mayor rapidez de montaje y menores costes de mano de obra. Además, el hecho de que el acero se entregue ya prefabricado en obra hace que no tenga que ser apuntalado, por lo que podrá asumir carga de inmediato nada más montarse la estructura. Cuando termina la vida útil del edificio, la estructura metálica puede ser desmontada y utilizada en nuevos usos o ser re-aprovechada con un fácil reciclaje.

Por otra parte, en vez de un forjado tradicional se utilizará en el presente proyecto un forjado a base de losas alveolares pretensadas. La utilización de dichas losas disminuye notablemente el tiempo de colocación del forjado, ya que se lleva fabricada al emplazamiento de colocación, y aumenta los niveles de seguridad en obra. Algunas de las principales ventajas de las losas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado son las siguientes:

- Permiten obtener grandes luces y grandes sobrecargas con losas de cantos pequeños.
- Puesto que el tiempo de colocación en obra es menor, la inversión en el proyecto inicia más rápidamente su recuperación.
- En relación con los forjados tradicionales, la colocación en obra de dichas losas necesita una menor cantidad de personal, por lo que se reducen los gastos fijos.
- No necesita apuntalamiento, por lo que el forjado puede recibir carga prácticamente de inmediato.

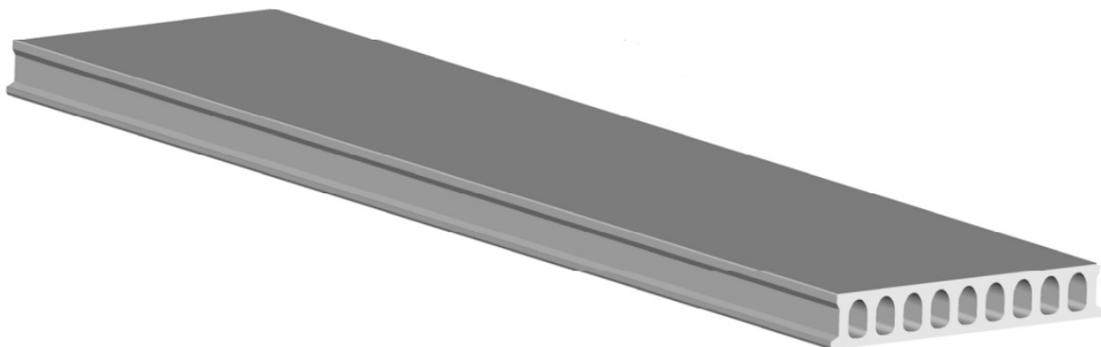


Figura 1: Losa alveolar prefabricada de hormigón pretensado

1.3. Estudio de mercado y viabilidad del proyecto

El portal web Expansión.com prevé que en 2015, después del desplome del sector de la construcción debido a la crisis económica, la actividad constructora crezca un 1,8%, seguido por un 3,6% en 2016 y un 5% en 2017. En dicha web también se indica que estas cifras ponen de manifiesto el final de la recesión en el sector, por lo que en 2015 se prevé un aumento del 5% en la adquisición de viviendas de obra nueva como la que afronta el presente proyecto. El siguiente gráfico, facilitado por la web Euroconstruct, muestra los datos que se acaban de citar:

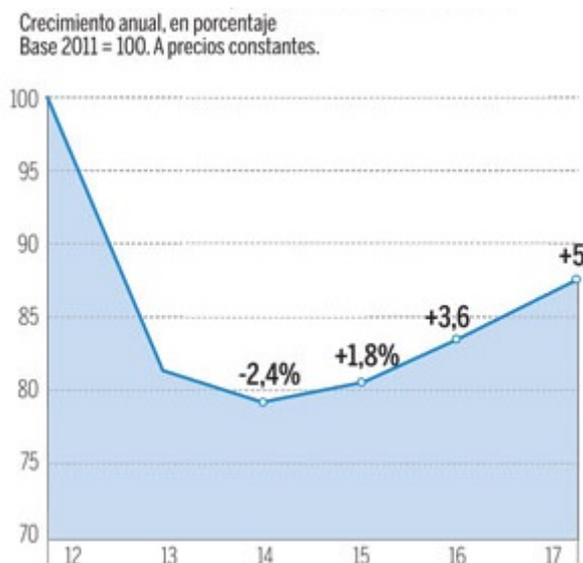


Figura 2: Crecimiento anual, en porcentaje, del sector de la construcción. Facilitado por Euroconstruct.

Por otro lado, el Instituto Nacional de Estadística (INE) prevé un aumento del precio de la vivienda en este 2015, lo que significa el ya citado aumento de la demanda en el sector inmobiliario. El siguiente gráfico facilitado por el INE muestra el crecimiento del Índice de Precios de la Vivienda (IPV) en la Comunidad Valenciana.



Figura 3: Crecimiento del Índice de Precios de la Vivienda (IPV) en la Comunidad Valenciana, facilitado por el INE

Por lo tanto, frente a los datos que se acaban de exponer, la construcción del edificio que se propone en este proyecto responde a las futuras necesidades del sector inmobiliario.

1.4.Emplazamiento

1.4.1.Elección del emplazamiento

El edificio se encuentra en la localidad valenciana de Llíria. La entrada al edificio estará situada en la calle Marc Corneli Nigri, y los demás lados de la parcela limitarán con la Calle de la Historiadora Remedios Contreras, el camino Rascaña y una calle peatonal paralela a la de la entrada del edificio con entrada permitida para vehículos únicamente para acceso a garaje.

1.4.2.Características de la parcela

La parcela tiene una superficie de 962,13 m² aproximadamente, con entradas accesibles desde las 4 calles citadas en el apartado anterior. Se puede ver la parcela en el PLANO DE LOCALIZACIÓN Y EMPLAZAMIENTO DEL EDIFICIO, perteneciente al anexo de planos.

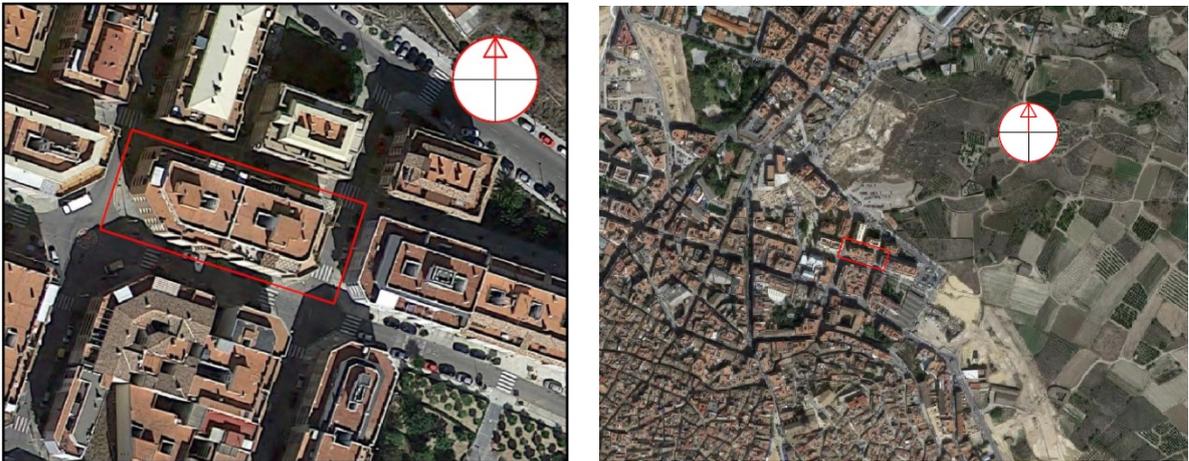


Figura 4: Emplazamiento y localización de la parcela del edificio.

1.4.3.Superficies y volúmenes

Tanto la planta baja como la azotea, cuentan con una superficie de 469,56 m² cada una. Por otro lado, la primera y segunda planta cuentan con una superficie de 516,96 m² cada una. Los pilares de la planta baja presentan una altura libre de 3,54 m, por lo que el volumen de dicha planta baja será de 1662,3 m³. Los pilares de la primera y segunda planta no obstante miden 2,97 m, siendo así su volumen 1535,37 m³.

Sumando superficies y volúmenes, se obtiene una superficie total de 1973,04 m² y un volumen total del edificio de 4733,04 m³.

1.4.4.Ficha urbanística

Proyecto: Diseño y Cálculo de la estructura metálica de un edificio de Viviendas en Llíria
Emplazamiento: C/ Marc Corneli Nigri nº14
Población: Llíria (Valencia)
Promotor: Luís García López
Arquitecto: Francisco Pérez González
Presupuesto: 803868,87 € (Ochocientos tres mil ochocientos sesenta y ocho euros con ochenta y siete céntimos)

Existe plan general	SÍ <input checked="" type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>	Fecha aprob. definitiva:	15/06/78
Existe plan parcial u otra figura de planeamiento	SÍ <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>	Fecha aprob. definitiva:	
Existen ordenanzas	SÍ <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>	Fecha aprob. definitiva:	

Ancho de la calle	10,30 metros.
Uso del suelo	Zona Residencial Unifamiliar (Run)

		Según orden. o Normas M.	Según N. Compl. Prov.	Según Proyecto
Altura	Altura de cornisa	13,00 m.		9,48 m(s/n pendiente)
	Altura de cumbrera	14,00 m.		12,45 m
	Número de plantas	PB+III		PB+III
	Cons. por encima de altura de cornisa (áticos)	SÍ <input checked="" type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>		SÍ <input checked="" type="checkbox"/> NO <input type="checkbox"/>
Volumen	Superficie de parcela	1000 m²		962,13 m²
	Longitud de fachada	40 m		32,98 m
	Coeficiente de Edificabilidad	0,40		0,40
	Vuelo máximo	2 m		1,5 m.
	% Miradores			
	Diámetro patio de luces			
Situación de la Edificación	Profundidad edificable			
	Separación lindes fachadas	0 metros.		0 metros
	Separación lindes medianeras	0 metros.		0 m.

<i>Ocupación máxima permitida</i>	%		
<i>Parcelación</i>			

El/los Arquitecto/s DECLARA/N que la Normativa Urbanística de Aplicación es la expresada en esta ficha y que el proyecto SÍ NO CUMPLE lo establecido en ella.

En VALENCIA a 3 de Septiembre de 2015

Los Arquitectos

1.4.5. Estudio geotécnico

El estudio geotécnico reúne datos en cuanto a las características de la parcela en relación con el tipo de construcción que se va a efectuar y la localización del mismo, el cual se necesita para realizar el dimensionado de la cimentación del edificio. Mediante las operaciones necesarias, se consigue calcular la tensión admisible del terreno donde se ubicará la obra. En este proyecto se considerará una tensión del terreno de $1,5 \text{ Kp/cm}^2$, muy usual en terrenos como el que ocupa la presente obra.

1.5. Descripción general del edificio

El edificio está formado por 2 amplios locales en planta baja de más de 150 m^2 cada uno, 2 plantas con 5 viviendas unifamiliares cada una con una superficie máxima de 104 m^2 y una azotea de acceso privado.

Cada planta del edificio estará formada por 8 pórticos idénticos de $14,46 \text{ m}$ de longitud, con 4 pilares y 3 jácenas (dos jácenas de $4,93 \text{ m}$ de longitud en la parte externa del pórtico y una jácena de $4,6 \text{ m}$ de longitud en la parte central del pórtico), siendo uno de dichos pórticos uno de los pórticos de fachada. El otro pórtico de fachada consta de 3 pilares y 2 jácenas (una jácena de $3,13 \text{ m}$ y la otra de $4,6 \text{ m}$). La separación máxima entre pórticos es de $5,88 \text{ m}$. El edificio consta de planta baja y 3 alturas sobre rasante. La primera altura (primera planta) tiene una altura de $3,54 \text{ m}$. Las alturas de los pórticos de la segunda planta, de la azotea y de la caseta de acceso a la azotea tienen una altura de $2,97 \text{ m}$ cada uno, formando así una altura total del edificio de $12,45 \text{ m}$.

El desplazamiento entre alturas se puede efectuar utilizando ascensor o escaleras. El ascensor permite desplazarse desde la planta baja hasta la azotea, y el hueco correspondiente al mismo se encuentra entre los pórticos 9-10-11-12 y 13-14-15-16, con unas dimensiones de $1,7 \times 2,55 \text{ m}$. La escalera, de dos tiros, permite desplazarse desde la planta baja hasta la azotea del edificio, y el hueco correspondiente a la misma se encuentra también entre los pórticos 9-10-11-12 y 13-14-15-16, con unas dimensiones de $2,55 \times 4,9 \text{ m}$. Resumiendo, se tiene:

- 8+1 pórticos: 8 pórticos de $14,46 \text{ m}$ ($4,93+4,6+4,93 \text{ m}$) + 1 pórtico de $7,73 \text{ m}$ ($3,13 + 4,6 \text{ m}$)
- Distancia máxima entre pórticos: $5,88 \text{ m}$
- Altura de la primera planta: $3,54 \text{ m}$
- Altura de la segunda planta: $2,97 \text{ m}$
- Altura de la azotea: $2,97 \text{ m}$
- Situación del ascensor y la escalera: Entre los pórticos 9-10-11-12 y 13-14-15-16



Figura 5: Alzado del edificio

Para más detalles acerca de la constitución del edificio se puede consultar el punto 5.Anexo 4: Planos.

1.6.Descripción de la estructura. Justificación de la solución adoptada.

La solución adoptada consta de una estructura a base de perfiles de acero S275JR y losas alveolares prefabricadas de hormigón armado.

Los pilares estarán sometidos a elevados valores de compresión. Es por ello que se utilizarán perfiles HEB laminados en caliente para los pilares, ya que dichos perfiles soportan mejor los efectos derivados de la compresión como por ejemplo el pandeo.

Por otro lado, puesto que tanto en zunchos como en jácenas el esfuerzo que predomina es el de flexión, se utilizarán perfiles IPE laminados en caliente para dichos elementos, puesto que son los que mejor soportan los efectos provocados por un momento flector.

Finalmente, para el forjado se utilizarán losas alveolares prefabricadas de hormigón armado puesto que, como ya se ha dicho anteriormente en el apartado 1.2.Estado del Arte, rebajan significativamente el tiempo de colocación en obra y permiten soportar grandes sobrecargas con losas de canto pequeño.

1.7.Legislación vigente

En el presente apartado se pasa a citar el conjunto de leyes y normas pertenecientes al Código Técnico de la Edificación (CTE) bajo las cuales se rige el presente proyecto, ya sea por su aplicación en el posterior anexo de cálculo o por su relevancia en los proyectos de construcción a base de acero estructural.

1.7.1.Normativa de cálculo estructural

La Ley de Ordenación de la Edificación (LOE) es la actual legislación sobre construcción de edificios en todo el territorio español desde 1999. Su cumplimiento es necesario en los procesos de edificación, tanto para los edificio de carácter público como para los de carácter privado.

Según la LOE *“El Código Técnico de la Edificación, CTE, es el Marco normativo que establece y desarrolla las Exigencias Básicas de calidad de los edificios y sus instalaciones, y que permiten demostrar que se satisfacen los Requisitos Básicos de la edificación.”*

A continuación se citan, del Documento Básico de Seguridad Estructural, las exigencias básicas de las edificaciones:

“El Documento Básico de Seguridad Estructural (DB SE) del CTE tiene por objeto establecer reglas y procedimientos que permitan cumplir las exigencias básicas de seguridad estructural. En él se detallan las bases de cálculo requeridas. El DB SE responde a las siguientes exigencias básicas:

- *Exigencia básica SE 1: Resistencia y estabilidad.*

La resistencia y estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles.

- *Exigencia básica SE 2: Aptitud al servicio.*

La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles.”

El presente proyecto también se encuentra regulado por las exigencias de los siguientes documentos, pertenecientes también al CTE (excepto el EHE-08):

- DB SE-AE: Acciones de la edificación: *“Su campo de aplicación es el de la determinación de las acciones sobre los edificios, para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural establecidos en el DB SE.”*
- DB SE-A: Acero: *“Destinado a verificar la seguridad estructural de los elementos metálicos realizados con acero en edificación.”*
- DB SE-C: Cimientos: *“Su ámbito de aplicación es el de la seguridad estructural, capacidad portante y aptitud al servicio, de los elementos de cimentación y, en su caso, de contención de todo tipo de edificios.”*
- EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural: *“Marco reglamentario por el que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón para satisfacer los requisitos de seguridad estructural.”*

1.7.2. Bases de cálculo

En primer lugar, según el DB-SE *“las acciones a considerar en el cálculo se clasifican por su variación en el tiempo:*

- *Acciones Permanentes (G): Son aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante. Su magnitud puede ser constante (peso propio de los elementos constructivos).*
- *Acciones Variables (Q): Son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o a las acciones climáticas.”*

1.7.2.1.Estados Límite

La definición de los Estados Límite según los cuales se realizará el dimensionado de la estructura se lleva a cabo también en el DB-SE:

“Se denominan Estados Límite a aquellas situaciones para las que, de ser alcanzadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.

Los Estados Límite Últimos (ELU) son los que, de ser alcanzados, constituyen un riesgo para las personas. Pueden ser debidos a pérdida del equilibrio del edificio o a fallos por deformaciones excesivas.

Los Estados Límite de Servicio (ELS) son los que, de ser alcanzados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios.”

La verificación de los Estados Límite se realizará mediante el método de los coeficientes parciales.

1.7.2.2.Verificaciones basadas en coeficientes parciales

Capacidad portante

En los siguientes párrafos el DB-SE explica como verificar la capacidad portante del edificio:

“Se considera que hay suficiente estabilidad del conjunto del edificio si:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

$E_{d,dst}$ valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.

$E_{d,stab}$ valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

Se considera que hay suficiente estabilidad de la estructura portante si:

$$E_d \leq R_d$$

E_d valor de cálculo del efecto de las acciones.

R_d valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

- *Situación persistente o transitoria: El valor de cálculo del efecto de las acciones se obtiene a partir de la siguiente expresión:*

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

Se consideran:

1. *Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G G_k$).*
2. *Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q Q_k$)*
3. *El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \psi_0 Q_k$)”*

Esta combinación de acciones será usada posteriormente en el anexo de cálculo para la comprobación de ELU Resistencia de las Secciones y ELU Resistencia de las barras (Pandeo).

A partir de las tablas 4.1 y 4.2 del DB-SE se puede obtener el valor de los coeficientes parciales de seguridad y coeficientes de simultaneidad utilizados en las expresiones anteriores:

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

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

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 1: Tabla 4.1 del DB-SE. Coeficientes parciales de seguridad γ

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

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

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

Tabla 2: Tabla 4.2 del DB-SE. Coeficientes de simultaneidad ψ

Aptitud al servicio

En los siguientes párrafos el DB-SE explica como verificar la aptitud al servicio de la edificación:

“Se considera que hay un comportamiento adecuado si el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto. La combinación de acciones para determinar si el edificio es apto para el servicio dependerá de la situación de dimensionado y criterio considerado:

- *Los efectos debidos a acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinación de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la siguiente expresión:*

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

Se consideran:

1. *Todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k)*
2. *Una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k)*
3. *El resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 Q_k$)*

Esta combinación de acciones será usada posteriormente en el anexo de cálculo para la comprobación de ELS Deformación (Criterio Integridad).

- *Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo casi permanente, a partir de la expresión:*

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

Se consideran:

1. *Todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k)*
2. *Todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 Q_k$)*

Esta combinación de acciones será usada posteriormente en el anexo de cálculo para la comprobación de ELS Deformación (Criterio Apariencia).”

Deformaciones

En los siguientes párrafos, el DB-SE explica como verificar la rigidez de la edificación ante esfuerzos tanto de carácter vertical como horizontal:

- *“Flechas: Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso es suficientemente rígida si, ante cualquier combinación de acciones característica, la flecha relativa es menor que:*
 1. *1/500 en pisos con tabiques frágiles*
 2. *1/400 en pisos con tabiques ordinarios*
 3. *1/300 en el resto de casos*

Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso es suficientemente rígida si, ante cualquier combinación de acciones característica, la flecha relativa es menor que 1/350.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso es suficientemente rígida si, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

- *Desplazamientos horizontales: Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, se admite que la estructura tiene suficiente rigidez lateral si, ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome es menor que:*

1. Desplome total: 1/500 de la altura total del edificio.

2. Desplome local: 1/250 de la altura de la planta.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral si, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que 1/250.”

1.8. Bibliografía

- www.expansion.com. Se ha citado parte de un artículo en el apartado 1.3. Estudio de Mercado y Viabilidad del Proyecto.
- www.ine.es. Se ha citado información perteneciente al Instituto Nacional de Estadística (INE) en el apartado 1.3. Estudio de Mercado y Viabilidad del Proyecto.
- www.generadordeprecios.info perteneciente a CYPE Ingenieros, S.A. Se ha citado información perteneciente a dicha web en el punto 3. Anexo2: Presupuesto.
- <http://gtmingeneria.blogspot.com.es/2012/03/estructuras-metalicas-ventajas-e.html> en el apartado 1.2. Estado del Arte.
- Manual para el proyecto y la ejecución de elementos resistentes con ALVEOPLACA. AIDEPLA. Utilizado en el apartado 1.2. Estado del Arte.
- UNE-EN 10020:2001. Definición y clasificación de los tipos de aceros. Se han citado algunas de las características mecánicas del acero S275JR en el apartado 2.1.1. Acero.
- Ley de Ordenación de la Edificación (LOE). Se ha citado parte de esta ley en el apartado 1.7. Legislación Vigente.
- Código Técnico de la Edificación y sus correspondientes documentos básicos (DB-SE, DB-AE, DB-SE A, DB-SE C), los cuales se han citado tanto en el apartado 1.7. Legislación Vigente como en los posteriores anexos de cálculo siempre que se ha considerado oportuno.
- EAE Instrucción de acero estructural.
- EHE-08 Instrucción de hormigón estructural. Se ha citado contenido perteneciente al EHE-08 tanto en el apartado 1.7. Legislación Vigente como en los posteriores anexos de cálculo siempre que se ha considerado oportuno.
- Normativa de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02). Se ha citado parte de su contenido en el apartado 2.2.5. Acción Sísmica.
- Apuntes de la asignatura de 4º curso de GITI: Construcción.

1.9. Software utilizado

- SAP2000 v16. CSI America.
- Office Word 2010. Microsoft.
- Office Excel 2010. Microsoft.
- AutoCAD2014. Autodesk.
- Photoshop 2014. Adobe.

2. Anexo 1: Cálculo Estructural

2.1. Materiales

2.1.1. Acero

El acero que se ha utilizado en la presente obra (jácenas, zunchos y pilares) es el S275JR. Sus características, facilitadas por la norma UNE-EN 10020:2001, se listan a continuación:

Características del acero S275JR	
Módulo de elasticidad E	210000 N/mm ²
Módulo de rigidez G	81000 N/mm ²
Coefficiente de Poisson ν	0,3
Coefficiente de dilatación térmica α	$1,2 \cdot 10^{-5} (\text{°C})^{-1}$
Densidad ρ	7850 kg/m ³

Tabla 3: Características del acero S275JR

El acero utilizado en las losas alveolares pretensadas es Acero de Pretensar Y 1860 C con las siguientes características, facilitadas por la empresa fabricante de dichas losas Lufort:

Características del acero de pretensar Y 1860 C	
Límite elástico f_k	1600 N/mm ²
Alargamiento de rotura	3,5%
Coefficiente de seguridad	1,15

Tabla 4: Características del acero de pretensar Y 1860 C

El acero utilizado en las placas de anclaje es el S275JR para la base de las placas (cuyas características se han citado anteriormente) y acero corrugado B400S para los 4 anclajes en forma de patilla de cada placa, cuyas características, extraídas de la norma UNE-EN 10020:2001, se muestran a continuación:

Características del acero corrugado B400S	
Límite elástico f_k	400 N/mm ²
Alargamiento de rotura	14%
Coefficiente de seguridad	1,15

Tabla 5: Características del acero corrugado B400S

2.1.2.Hormigón

El hormigón utilizado en las losas alveolares prefabricadas es el HP-40/S/12/IIb cuyas características se listan a continuación:

Características del hormigón HP-40/S/12/IIb	
Resistencia a compresión f_{ck}	40 N/mm ²
Consistencia	Seca
Tamaño máximo del árido	12 mm

Tabla 6: Características del hormigón HP-40/S/12/IIb

El hormigón utilizado en la escalera es el HA-25/P/20/IIa. Sus características se muestran a continuación:

Características del hormigón HA-25/P/20/IIa	
Resistencia a compresión f_{ck}	25 N/mm ²
Consistencia	Plástica
Tamaño máximo del árido	20 mm

Tabla 7: Características del hormigón HA-25/P/20/IIa

El hormigón utilizado en la cimentación del edificio es el HA-25/P/12/IIa. Sus características se muestran también a continuación:

Características del hormigón HA-25/P/12/IIa	
Resistencia a compresión f_{ck}	25 N/mm ²
Consistencia	Plástica
Tamaño máximo del árido	12 mm

Tabla 8: Características del hormigón HA-25/P/12/IIa

2.2. Acciones

A continuación se muestran los planos del forjado de las diferentes plantas del edificio, a los cuales se hará referencia durante el cálculo de las acciones:

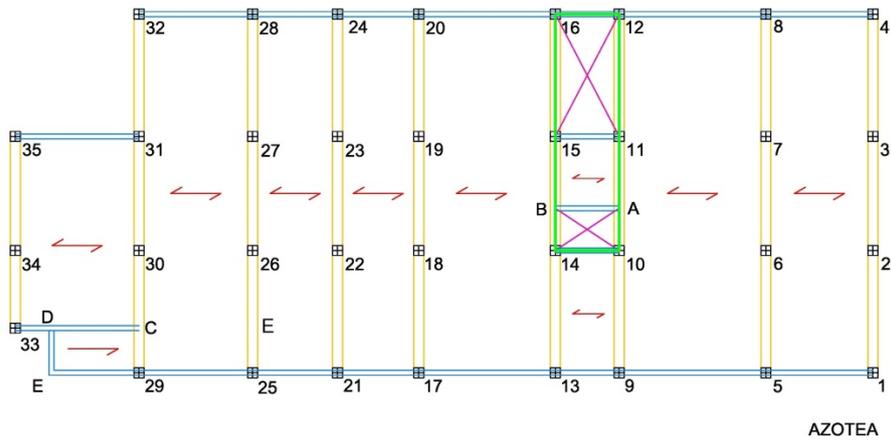


Figura 6: Plano de la planta del Forjado de la Azotea

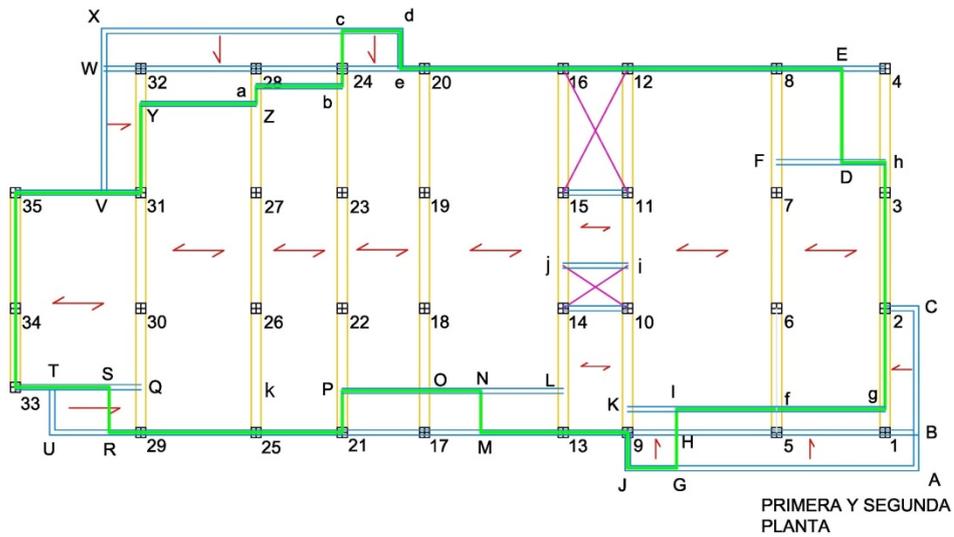


Figura 7: Plano de la planta del Forjado de la Primera y Segunda Planta

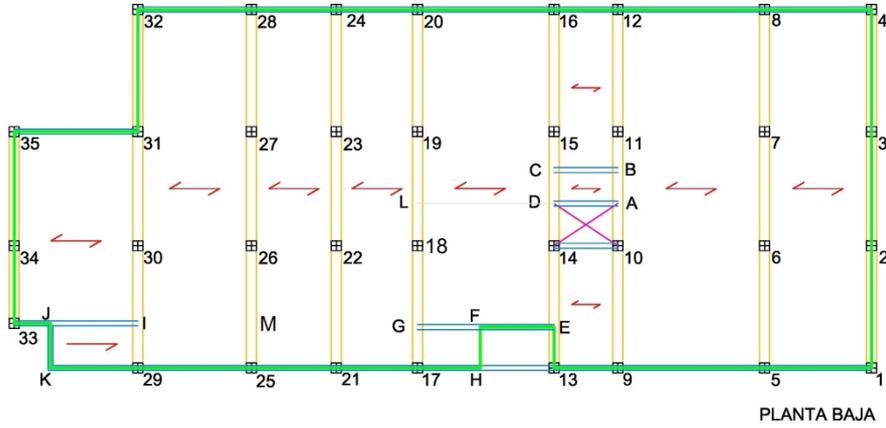


Figura 8: Plano de la planta del Forjado de la Planta Baja

Leyenda:

- ▬ Cerramiento
- ▬ Zunchos
- ▬ Jácnas
- Pilares
- ↔ Apoyo de los forjados

Se ha numerado del 1 al 35 los pilares de cada planta y se han marcado con letras las intersecciones entre zunchos y jácnas.

2.2.1. Sobrecarga de Uso

Según el DB SE-AE, llamamos sobrecarga de uso a “el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona del edificio, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla 3.1”. Dicha tabla se muestra a continuación:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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

Tabla 9: Tabla 3.1 del DB SE-AE. Valores característicos de las sobrecargas de uso

El DB SE-AE también contempla las siguientes situaciones en cuanto a sobrecarga de uso se refiere:

- “En las zonas de acceso y evacuación de los edificios de las zonas de categorías A y B, tales como portales, mesetas y escaleras, se incrementará el valor correspondiente a la zona servida en 1kN/m².”
- “Para su comprobación local, los balcones volados de toda clase de edificios se calcularán con la sobrecarga de uso correspondiente a la categoría de uso con la que se comunique, más una sobrecarga lineal actuando en sus bordes de 2kN/m.”

A continuación se listan las cargas aplicadas en cada planta del edificio:

PLANTA BAJA:

- Edificio de uso administrativo: Carga uniforme $Q = 2\text{kN/m}^2$
- Paño 17-13-D-L-17 y paño A-B-C-D-A: Carga uniforme $Q' = 3\text{kN/m}^2$ (Por ser una zona de acceso)

PRIMERA Y SEGUNDA PLANTA:

- Edificio de uso administrativo: Carga uniforme $Q = 2\text{kN/m}^2$
- Sobre los perímetros 2-C-A-G y V-W-X-c se aplicará una carga lineal de 2kN/m por ser dichos perímetros los bordes de los balcones volados.

AZOTEA:

- Cubierta transitable accesible sólo privadamente: Carga uniforme $Q = 1\text{kN/m}^2$

CASETA DE ACCESO A LA AZOTEA:

- No se aplica sobrecarga de uso, ya que no es una superficie transitable.

ESCALERA

- Carga uniforme $Q' = 3\text{kN/m}^2$ (Por ser una zona de acceso)

Enunciadas las cargas que se aplicarán en cada planta, se va a proceder al cálculo de las cargas aplicadas sobre cada pórtico. Teniendo en cuenta que el edificio cuenta con 9 pórticos por planta (36 pórticos en total) y dado que la planta del edificio no tiene ningún tipo de simetría, se van a enunciar las situaciones de cálculo más significativas. Dado que se trata de un trabajo académico, lo que se pretende con esto es limitar la extensión del documento, ya que con dichas situaciones de cálculo se puede obtener la sobrecarga de uso aplicada en todos y cada uno de los pórticos. Dicho esto, se va a proceder al cálculo de las acciones de sobrecarga de uso sobre el pórtico 1-2-3-4 de la primera planta:

Paño 2-4-8-6-2

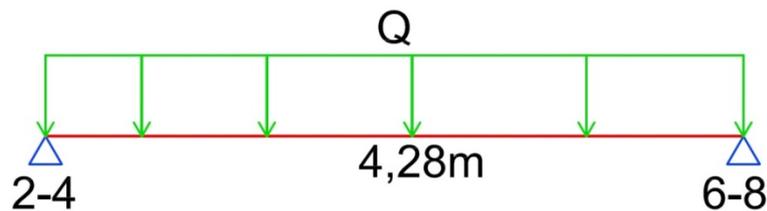


Figura 9: Sobrecarga de uso sobre el Paño 2-4-8-6-2

$$L_{2-4} = L''_{6-8} = \frac{4,28 \cdot Q}{2} = \frac{4,28 \cdot 2}{2} = 4,28 \text{ kN/m}$$

Los superíndices ' y '' hacen referencia a la parte izquierda y derecha del pórtico respectivamente.

Paño B-C-6-5-B

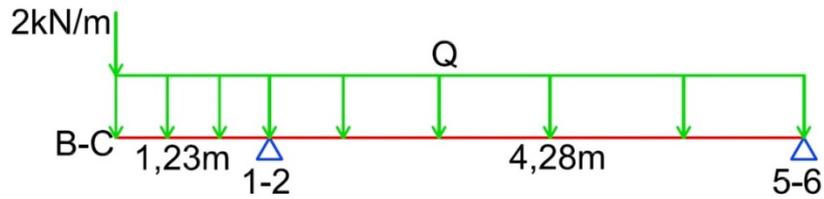


Figura 10: Sobrecarga de uso sobre el Paño B-C-6-5-B

$$L_{1-2} = \frac{1}{4,28} \cdot \left(2 \cdot 5,51 \cdot \frac{5,51}{2} + 2 \cdot 5,51 \right) = 9,668 \text{ kN/m}$$

$$L''_{5-6} = 2 \cdot 5,51 + 2 - L_{1-2} = 3,352 \text{ kN/m}$$

Paño A-B-5-i-A

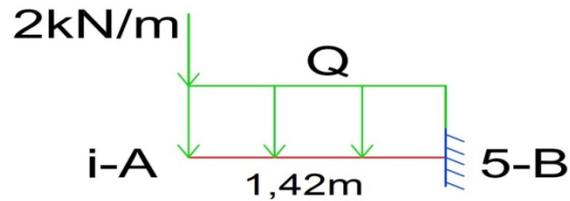


Figura 11: Sobrecarga de uso sobre el Paño A-B-5-i-A

$$L_{5-B} = 2 \cdot 1,42 + Q = 2 \cdot 1,42 + 2 = 4,84 \text{ kN/m}$$

Zuncho 5-B

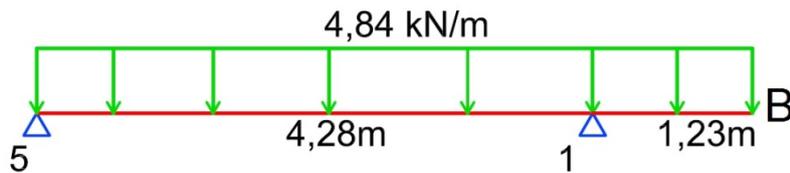


Figura 12: Sobrecarga de uso sobre el Zuncho 5-B

$$P_1 = \frac{1}{4,28} \left(4,84 \cdot 5,51 \cdot \frac{5,51}{2} \right) = 17,16 \text{ kN}$$

$$P''_5 = 4,84 \cdot 5,51 - P_1 = 9,5 \text{ kN}$$

Zuncho C-2-6

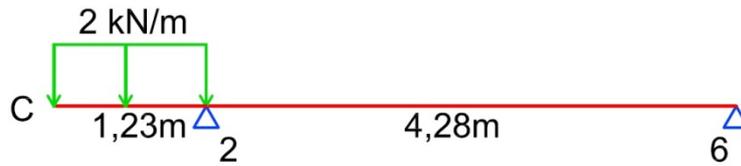


Figura 13: Sobrecarga de uso sobre el Zuncho C-2-6

$$P_2 = \frac{1}{4,28} \left(2 \cdot 1,23 \cdot \left(\frac{1,23}{2} + 4,28 \right) \right) = 2,813 \text{ kN}$$

Con estos cálculos obtenemos finalmente el valor de la sobrecarga de uso sobre el pórtico 1-2-3-4 de la primera planta:

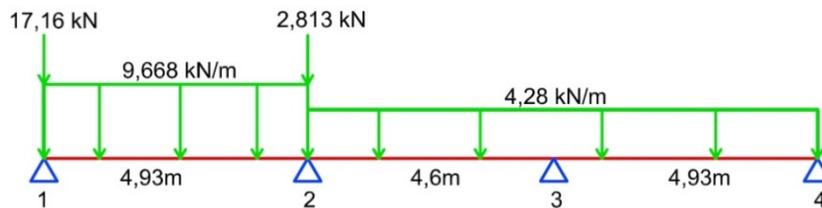


Figura 14: Sobrecarga de uso sobre el Pórtico 1-2-3-4 de la primera planta

Para obtener las cargas sobre el pórtico 5-6-7-8 se deben sumar a las ya obtenidas en este apartado las de la parte izquierda del pórtico, es decir:

$$L_{5-6} = L'_{5-6} + L''_{5-6} = 9,232 \text{ kN/m}$$

$$L_{6-8} = L'_{6-8} + L''_{6-8} = 10,16 \text{ kN/m}$$

$$P_5 = P'_5 + P''_5 = 23,1 \text{ kN}$$

Las acciones de sobrecarga de uso sobre el pórtico 5-6-7-8 son:

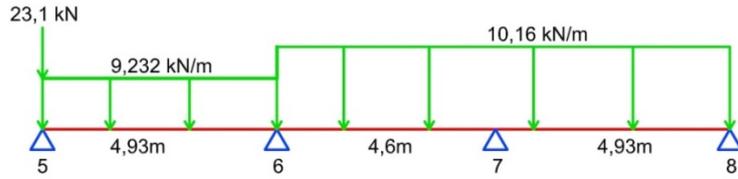


Figura 15: Sobrecarga de uso sobre el Pórtico 5-6-7-8 de la primera planta

Las cargas lineales sobre los zunchos que soportan la escalera se calcularán de la siguiente forma:

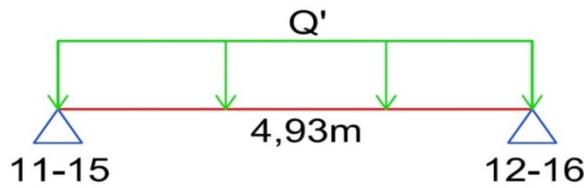


Figura 16: Sobrecarga de uso sobre la escalera

$$L_{11-15} = L_{12-16} = \frac{4,93 \cdot Q'}{2} = \frac{4,93 \cdot 3}{2} = 7,395 \text{ kN/m}$$

Aplicando estos cálculos en todos y cada uno de los pórticos se obtiene el valor de la sobrecarga de uso en todos los pórticos del edificio. La siguiente tabla-resumen muestra el valor de dicha sobrecarga de uso aplicada sobre todos los pórticos de la estructura:

PÓRTICOS PLANTA BAJA	Líneales de 0 m a 4,93 m	Líneales de 4,93 m a 9,53 m	Líneales de 9,53 m a 14,46 m	Cargas puntuales
1-2-3-4	4,28 kN/m	4,28 kN/m	4,28 kN/m	0
5-6-7-8	10,16 kN/m	10,16 kN/m	10,16 kN/m	0
9-10-11-12	8,43 kN/m	5,88 kN/m de 10 a A 9,705 kN/m de A a B 8,43 kN/m de B a 11	8,43 kN/m	9,29 kN en B
13-14-15-16	10,755 kN/m	8,205 kN/m de 14 a D 12,03 kN/m de D a C 8,02 kN/m de C a 15	8,02 kN/m	3,103 kN en C
17-18-19-20	11,455 kN/m	11,455 kN/m de 18 a L 8,72 kN/m de L a 19	8,72 kN/m	0
21-22-23-24	6,65 kN/m	6,65 kN/m	6,65 kN/m	0
25-26-27-28	5,1 kN/m de 25 a M 7,95 kN/m de M a 26	7,95 kN/m	7,95 kN/m	0
29-30-31-32	14,6 kN/m de 29 a I 9,5 kN/m de I a 30	9,5 kN/m	4,55 kN/m	0
	Líneales de 0 m a 3,13 m	Líneales de 3,13 m a 7,73 m		Cargas puntuales
33-34-35	4,95 kN/m	4,95 kN/m		0

Diseño y cálculo de la estructura metálica de un edificio de viviendas en Llíria (Valencia)

PÓRTICOS 1ª y 2ª PLANTA	Lineales de 0 m a 4,93 m	Lineales de 4,93 m a 9,53 m	Lineales de 9,53 m a 14,46 m	Cargas puntuales
1-2-3-4	9,668 kN/m	4,28 kN/m	4,28 kN/m	17,16 kN en 1 2,813 kN en 2
5-6-7-8	9,232 kN/m	10,16 kN/m	10,16 kN/m	23,1 kN en 5
9-10-11-12	8,43 kN/m	5,88 kN/m de 10 a i 8,43 kN/m de i a 11	5,88 kN/m	11 kN en 9 9,428 kN en 11
13-14-15-16	8,02 kN/m	5,47 kN/m de 14 a j 8,02 kN/m de j a 15	5,47 kN/m	9,428 kN en 15
17-18-19-20	8,72 kN/m	8,72 kN/m	8,72 kN/m	3,12 kN en 20
21-22-23-24	6,65 kN/m	6,65 kN/m	6,65 kN/m	13,18 kN en 24
25-26-27-28	5,1 kN/m de 25 a k 7,95 kN/m de k a 26	7,95 kN/m	6,85 kN/m	18,72 kN en 28
29-30-31-32	14,6 kN/m de 29 a Q 9,5 kN/m de Q a 30	9,5 kN/m	10,55 kN/m	19,78 kN en 32
	Lineales de 0 m a 3,13 m	Lineales de 3,13 m a 7,73 m		Cargas puntuales
33-34-35	4,95 kN/m	4,95 kN/m		0

PÓRTICOS AZOTEA	Lineales de 0 m a 4,93 m	Lineales de 4,93 m a 9,53 m	Lineales de 9,53 m a 14,46 m	Cargas puntuales
1-2-3-4	2,14 kN/m	2,14 kN/m	2,14 kN/m	0
5-6-7-8	5,08 kN/m	5,08 kN/m	5,08 kN/m	0
9-10-11-12	4,215 kN/m	2,94 kN/m de 10 a A 4,215 kN/m de A a 11	2,94 kN/m	2,357 kN en 11
13-14-15-16	4,01 kN/m	2,735 kN/m de 14 a B 4,01 kN/m de B a 15	2,735 kN/m	7,07 kN en 15
17-18-19-20	4,36 kN/m	4,36 kN/m	4,36 kN/m	0
21-22-23-24	3,325 kN/m	3,325 kN/m	3,325 kN/m	0
25-26-27-28	2,55 kN/m de 25 a E 3,975 kN/m de E a 26	3,975 kN/m	3,975 kN/m	0
29-30-31-32	7,3 kN/m de 29 a C 4,75 kN/m de C a 30	4,75 kN/m	2,275 kN/m	0
	Lineales de 0 m a 3,13 m	Lineales de 3,13 m a 7,73 m		Cargas puntuales
33-34-35	2,475 kN/m	2,475 kN/m		0

Tabla 10: Valores de la sobrecarga de uso sobre todos los pórticos

2.2.2.Cargas permanentes

Según el DB SE-AE, “el peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo. El valor característico del peso propio de los elementos constructivos se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios. En el Anexo C se incluyen los pesos de materiales, productos y elementos constructivos típicos”. Antes de calcular el valor de las cargas permanentes sobre los pórticos se debe seleccionar los elementos que intervienen en el cálculo:

Solado

El solado seleccionado es “Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor” con un peso de 0,80 kN/m², seleccionado a partir de la Tabla C.3 del DB SE-AE:

Tabla C.3 Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)		Linóleo o loseta de goma y mortero	
0,03 m de espesor total	0,50	20 mm de espesor total	0,50
0,05 m de espesor total	0,80	Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40
0,07 m de espesor total	1,10	Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con yeso	0,30
Corcho aglomerado		Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80
tarima de 20 mm y rastrel	0,40		

Tabla 11: Tabla C.3 del DB SE-AE. Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación



Figura 17: Terrazo sobre mortero, 50 mm de espesor

En el caso de la azotea el valor del peso de la cubierta a disponer sobre el forjado se obtiene de la Tabla C.5 del DB SE-AE. La cubierta seleccionada es “Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida” con una carga de 1,5kN/m²:

Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos

Elemento	Peso
Forjados	kN / m ²
Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
Cerramientos y particiones (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido	kN / m
Tablero o tabique simple; grueso total < 0,09 m	3
Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	7
Solados (incluyendo material de agarre)	kN / m ²
Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
Placas de piedra, o peldañado; grueso total < 0,15 m	1,5
Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)	kN / m ²
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
Rellenos	kN / m ³
Agua en aljibes o piscinas	10
Terreno, como en jardineras, incluyendo material de drenaje ⁽¹⁾	20

⁽¹⁾ El peso total debe tener en cuenta la posible desviación de grueso respecto a lo indicado en planos.

Tabla 12: Tabla C.5 del DB SE-AE. Peso propio de elementos constructivos



Figura 18: Cubierta Plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida

Enlucido

El enlucido seleccionado es “Guarnecido y enlucido de yeso” con un peso de $0,15 \text{ kN/m}^2$, seleccionado a partir de la Tabla C.4 del DB SE-AE:

Tabla C.4 Peso por unidad de superficie de tabiques

Tabiques (sin revestir)	Peso kN/m^2	Revestimientos (por cara)	Peso kN/m^2
Rasilla, 30 mm de espesor	0,40	Enfoscado o revoco de cemento	0,20
Ladrillo hueco, 45 mm de espesor	0,60	Revoco de cal, estuco	0,15
de 90 mm de espesor	1,00	Guarnecido y enlucido de yeso	0,15

Tabla 13: Tabla C.4 del DB SE-AE. Peso por unidad de superficie de tabique.



Figura 19: Enlucido de Yeso

Tabiquería

Según indica el DB SE-AE, “en el caso de tabiques ordinarios cuyo peso por metro cuadrado no sea superior a $1,2 \text{ kN/m}^2$ y cuya distribución en planta sea sensiblemente homogénea, su peso propio podrá asimilarse a una carga equivalente uniformemente distribuida. Como valor de dicha carga equivalente se podrá adoptar el valor del peso por metro cuadrado de alzado multiplicando por la razón entre la superficie de tabiquería y la de la planta considerada. En el caso de tabiquería más pesada, ésta podrá asimilarse al mismo valor de carga equivalente uniforme citado más un incremento local, de valor igual al exceso de peso del tabique respecto a $1,2 \text{ kN por m}^2$ de alzado. En general, en viviendas bastará considerar como peso propio de la tabiquería una carga de $1,0 \text{ kN por cada m}^2$ de superficie construida”.

Por lo tanto, puesto que este proyecto desarrolla la construcción de un edificio de viviendas, la carga de tabiquería adoptada será de $1,0 \text{ kN/m}^2$.



Figura 20: Tabiquería

Losas

Las losas que se van a seleccionar para el forjado del edificio son losas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado, fabricadas por la empresa Lufort. Para realizar dicha selección, la combinación de cargas considerada será la misma que la que se utilizará posteriormente para hacer la comprobación de pilares y jácenas ante ELU Resistencia de las Secciones y ELU Resistencia de las Barras (Pandeo), es decir, se utilizará una combinación de cargas de tipo Persistente o Transitoria:

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

Tomando los coeficientes parciales de seguridad (γ) más desfavorables de la Tabla 4.1 del DB SE y los correspondientes coeficientes de simultaneidad (ψ) de la Tabla 4.2 del DB SE, se obtiene la siguiente combinación de cargas (la más desfavorable):

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot N$$

Teniendo en cuenta que las losas se encuentran biapoyadas en sus extremos soportando una carga lineal constante, el correspondiente diagrama de momentos será:

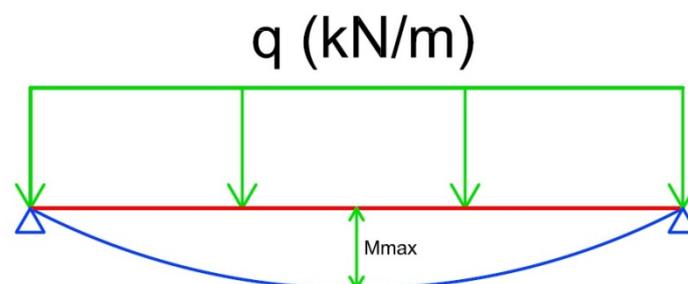


Figura 21: Esquema de cargas actuando sobre las losas alveolares

Se va a empezar el dimensionado a partir de las losas LN-20 de la empresa Lufort. Dichas losas tienen un peso de $3,5 \text{ kN/m}^2$:

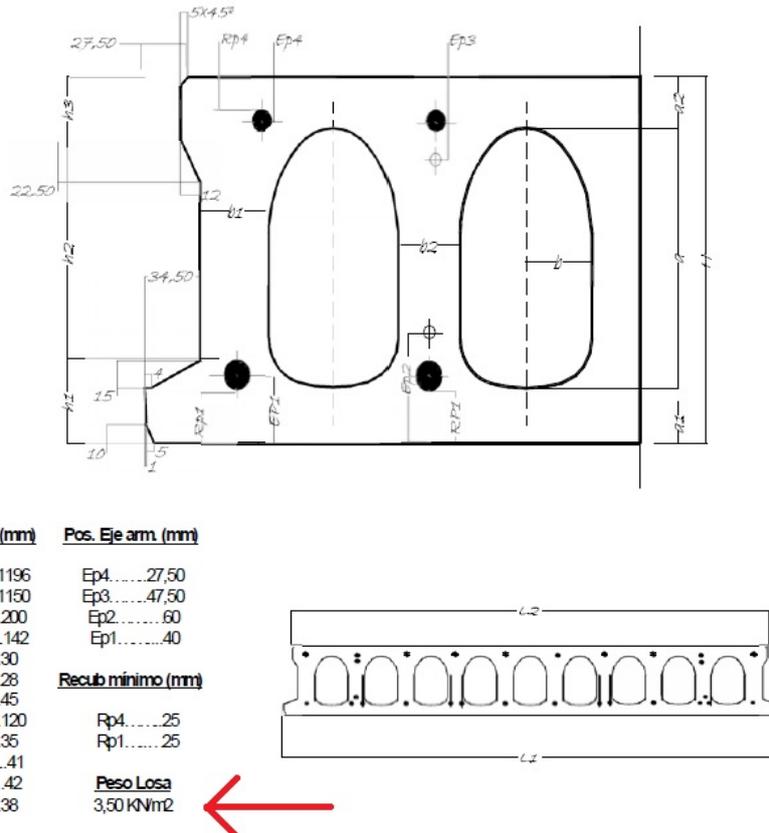


Figura 22: Canto de la losa alveolar LN-20 Lufort con sus respectivas cotas

Sumándole a este peso el peso de la tabiquería (1kN/m²), el del solado (0,8kN/m²) y el del enlucido (0,15kN/m²), se obtiene una carga permanente sobre la losa de $G = 5,45\text{kN/m}^2$.

Las losas alveolares más exigidas son las que se encuentran apoyadas entre el pórtico 13-14-15-16 y el 17-18-19-20 de la planta baja, puesto que la sobrecarga de uso que soportan es $Q = 3\text{kN/m}^2$ (superior a la de la primera y segunda planta $Q = 2\text{kN/m}^2$ y a la de la azotea $Q = 1\text{kN/m}^2$) y su luz es de $L = 5,47\text{m}$ (una de las más grandes del edificio). Por lo tanto, la carga que soportan estas losas es de:

$$q = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot N = 1,35 \cdot 5,45 + 1,5 \cdot 3 + 0,75 \cdot 0 = 11,8575 \text{ kN/m}^2$$

El ancho de las losas, como puede verse en la imagen superior, es de 1196mm. Por lo tanto, la carga lineal que soporta cada losa es de:

$$q = 11,8575 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,196\text{m} = 14,18157\text{kN/m}$$

El valor del momento máximo que soporta la losa vale:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{14,18157 \cdot 5,47^2}{8} = 53,04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El momento último que admite cada losa se puede observar en la cuarta columna de la siguiente tabla, facilitada también por la empresa Lufort:

TIPO DE FORJADO	TIPO DE LOSA	FLEXIÓN POSITIVA (1)															β'	Resistente (KN/m)
		Módulo resistente Winf (cm ⁴ /m)	M _u (mKN/m)	Rigidez (m ⁴ /Nm)		MLímite servicio (3) (mKNm)				V _{u2} (KN/m) (2)								
				Bruta E-le	Fisura da E-le	M _b	M _{b'}	M _f	M _{b,2}	Md-Mis,d		Md-Mis,d						
										M _{b,d} (mKN/m)	V _{u2}	Long. entrega (mm)						
				X1=50 mm		X2=100 mm												
Va*	Vu2*	Va*	Vu2*															
(20+0) x 120	20-1	5284	61,28	1,00	19,45	1,10	32,85	44,62	49,89	63,00	40,5	79	99	83	141	90	1,00	---
	20-2	5334	88,71	1,00	19,45	2,05	46,67	63,61	64,57	82,32	52,4	95	121	92	172	101	1,00	---
	20-3	5384	115,23	1,00	19,45	2,47	59,52	74,38	78,25	100,65	63,6	112	143	100	203	112	1,00	---
	20-4	5417	128,72	1,00	19,45	2,70	65,00	80,65	84,00	109,40	68,2	122	154	105	219	117	1,00	---
	20-5	5442	142,37	1,00	19,45	3,05	71,17	87,50	90,68	117,80	73,7	131	185	108	266	121	1,00	---
	20-6	5450	157,24	1,00	19,45	3,20	76,30	92,90	95,44	127,15	77,5	141	210	109	314	123	1,00	---
(20+5) x 120	20-1	7505	85,06	1,80	30,36	2,50	45,80	53,70	70,43	87,08	57,2	101	121	118	165	124	1,20	156
	20-2	7580	121,53	1,80	30,36	3,39	65,26	76,60	91,30	113,60	74,2	120	149	131	203	135	1,20	156
	20-3	7654	158,50	1,80	30,36	4,28	83,33	98,30	110,65	138,78	89,9	137	176	139	241	149	1,20	156
	20-4	7690	176,59	1,80	30,36	4,69	91,88	108,20	119,58	151,40	97,2	150	190	141	261	152	1,20	156
	20-5	7728	194,33	1,80	30,36	5,20	99,80	118,10	127,67	162,24	103,7	158	233	143	320	154	1,20	156
	20-6	7750	218,06	1,80	30,36	5,60	108,71	130,10	137,08	176,53	111,4	164	275	145	380	155	1,20	156

Tabla 14: Características mecánicas de las losas LN-20 de la empresa Lufort

El momento último del primer tipo de losa es $M_u = 61,28 \text{ m} \cdot \text{kN/m}$. Por lo tanto, como $M_{\max} < M_u$, la losa es válida.

Comprobemos ahora si dicha losa cumple también con las exigencias del código EHE-08 en lo que se refiere a cantos mínimos para elementos solicitados a flexión simple o compuesta. Según dicho código "en el caso particular de forjados de viguetas con luces menores que 7 m y de forjados de losas alveolares pretensadas con luces menores que 12 m y sobrecargas no mayores que 4 kN/m^2 , bastará con comprobar que el canto total h es mayor que el mínimo h_{\min} dado por:

$$h_{\min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot L/C$$

Donde:

- δ_1 factor que depende de la carga total y que tiene el valor de $\sqrt{q/7}$, siendo q la carga total en kN/m^2 .
- δ_2 factor que tiene el valor de $(L/6)^{1/4}$
- L la luz de cálculo del forjado, en m
- C coeficiente cuyo valor se toma de la Tabla 50.2.2.1.b del EHE-08."

La citada tabla se muestra a continuación:

Tabla 50.2.2.1.b

Coeficientes C				
Tipo de forjado	Tipo de carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas armadas	Con tabiques o muros	17	21	24
	Cubiertas	20	24	27
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29
Losas alveolares pretensadas (*)	Con tabiques o muros	36	-	-
	Cubiertas	45	-	-

(*) Piezas pretensadas proyectadas de forma que, para la combinación poco frecuente no llegue a superarse el momento de fisuración

Tabla 15: Tabla 50.2.2.1.b del EHE-08. Coeficientes C para la fórmula de verificación del canto mínimo en losas alveolares

Siendo la carga total $q = 3 + 5,45 = 8,45 \text{ kN/m}^2$ se tiene:

$$\delta_1 = \sqrt{q/7} = \sqrt{8,45/7} = 1,098$$

$$\delta_2 = (L/6)^{1/4} = (5,47/6)^{1/4} = 0,977$$

$$L = 5,47 \text{ m}$$

Puesto que en la Tabla 50.2.2.1.b del EHE 08 no se da ningún valor para el tipo de tramo Interior en Losas alveolares pretensadas, se tomará el valor $C=36$ correspondiente al tipo de tramo Aislado. Finalmente, sustituyendo se tiene:

$$h_{\min} = 1,098 \cdot 0,977 \cdot \frac{5,47}{36} = 0,163 \text{ m}$$

Por lo tanto, puesto que el canto de la losa LN-20 es $h = 0,2\text{m} > 0,163\text{m} = h_{\min}$, la losa seleccionada será la siguiente:

Losas alveolares pretensadas Lufort LN-20	
Tipo de forjado	(20 + 0)x120
Tipo de losa	20 - 1
Peso de la losa	3,5kN/m ²

Tabla 16: Definición del tipo de forjado, tipo de losa y peso de la losa LN-20 seleccionada

Cerramientos y antepechos

Según el DB SE-AE, "en el caso de edificios de viviendas (u oficinas), con soluciones constructivas usuales, se pueden considerar unos pesos, del lado de la seguridad, de:

- Cerramientos: 8kN/m
- Antepechos: 4kN/m "

A continuación se listan la cargas aplicadas en cada planta del edificio:

PLANTA BAJA:

- Carga uniforme: $G = 3,5 + 1 + 0,8 + 0,15 = 5,45 \text{ kN/m}^2$
- Carga lineal de 8 kN/m (cerramiento) a lo largo del perímetro: 1-5-9-13-E-F-H-17-21-25-29-K-J-33-34-35-31-32-28-24-20-16-12-8-4-3-2-1

PRIMERA Y SEGUNDA PLANTA

- Carga uniforme: $G = 3,5 + 1 + 0,8 + 0,15 = 5,45 \text{ kN/m}^2$
- Carga lineal de 8 kN/m (cerramiento) a lo largo del perímetro: g-f-l-G-J-9-13-M-N-O-P-21-25-29-R-S-T-33-34-35-31-Y-Z-a-b-24-c-d-e-20-16-12-8-E-D-h-3-2-g.
- Carga lineal de 4 kN/m (antepechos) a lo largo de los perímetros: 2-C-B-A-i-G y V-W-X-c.

AZOTEA

- Carga uniforme: $G = 3,5 + 1,5 = 5 \text{ kN/m}^2$
- Carga lineal de 4 kN/m (antepechos) a lo largo del perímetro: 12-8-4-3-2-1-5-9-13-17-21-25-29-E-D-33-34-35-31-32-28-24-20-16.
- Carga lineal de 8 kN/m (cerramiento) a lo largo del perímetro: 10-A-11-12-16-15-B-14-10.

CASETA DE ACCESO A LA AZOTEA

- Carga uniforme: $G = 3,5 + 1,5 = 5 \text{ kN/m}^2$

Enunciadas las cargas que se aplicarán en cada planta, se va a proceder al cálculo de las cargas aplicadas sobre cada pórtico. Al igual que se ha hecho en el caso de la sobrecarga de uso, se van a enunciar las situaciones de cálculo más significativas con el fin de reducir la extensión del documento. Dicho esto, se va a proceder al cálculo de las acciones permanentes sobre el pórtico 1-2-3-4 de la primera planta:

Zuncho 4-8

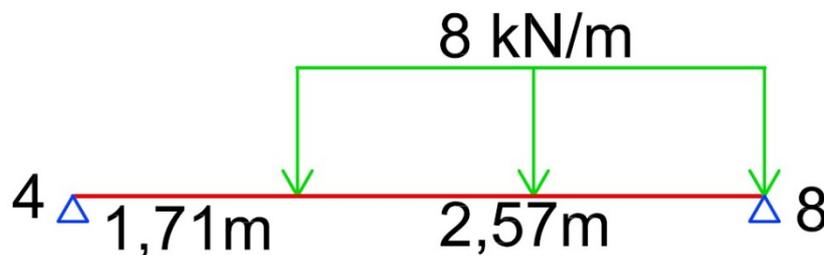


Figura 23: Cargas Permanentes sobre el Zuncho 4-8

$$P_4 = \frac{1}{4,28} \cdot \left(8 \cdot 2,57 \cdot \frac{2,57}{2} \right) = 6,17 \text{ kN}$$

$$P''_8 = 8 \cdot 2,57 - P_4 = 14,39 \text{ kN}$$

Al igual que en el apartado de sobrecarga de uso, los superíndices ' y '' hacen referencia a la parte izquierda y derecha del pórtico respectivamente.

Zuncho h-F

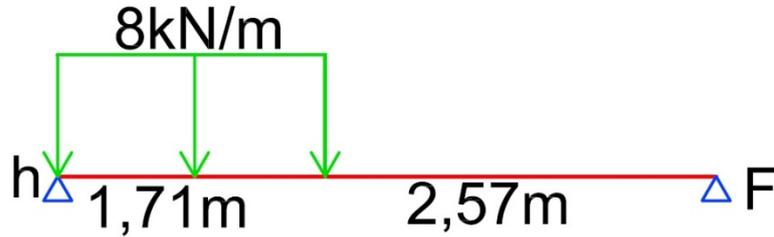


Figura 24: Cargas Permanentes sobre el Zuncho h-F

$$P_F = \frac{1}{4,28} \cdot \left(8 \cdot 1,71 \cdot \frac{1,71}{2} \right) = 2,73 \text{ kN}$$

$$P_h = 8 \cdot 1,71 - P_F = 10,95 \text{ kN}$$

Paño h-4-8-F-h

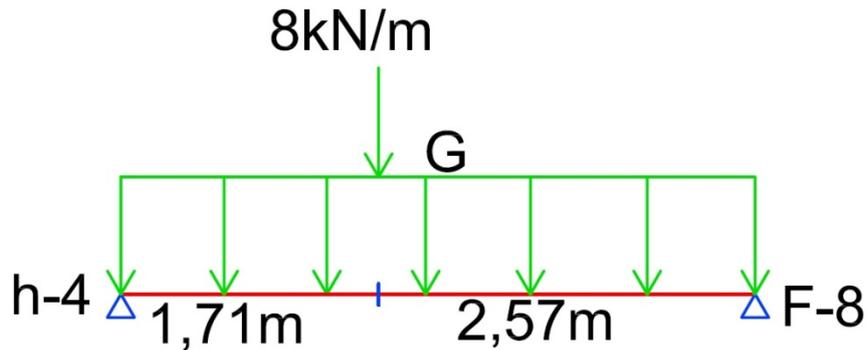


Figura 25: Cargas permanentes sobre el Paño h-4-8-F-h

$$L_{h-4} = \frac{1}{4,28} \cdot \left(5,45 \cdot 4,28 \cdot \frac{4,28}{2} + 8 \cdot 2,57 \right) = 16,463 \text{ kN/m}$$

$$L''_{F-8} = 4,28 \cdot 5,45 + 8 - L_{h-4} = 14,863 \text{ kN/m}$$

Paño 2-h-F-6-2

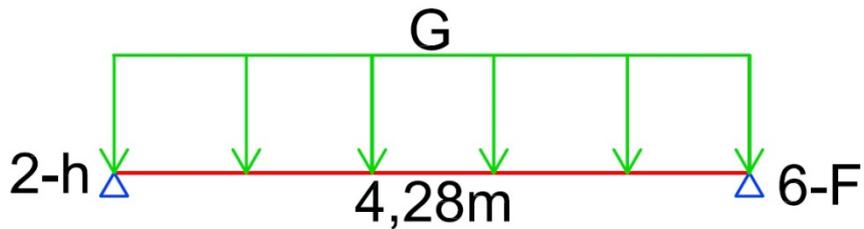


Figura 26: Cargas Permanentes sobre el Paño 2-h-F-6-2

$$L_{2-h} = L''_{6-F} = \frac{4,28 \cdot G}{2} = \frac{4,28 \cdot 5,45}{2} = 11,663 \text{ kN/m}$$

$$L_{2-h}^{\text{Total}} = L_{2-h} + 8_{\text{Cerramiento}} = 19,663 \text{ kN/m}$$

Paño B-C-6-5-B

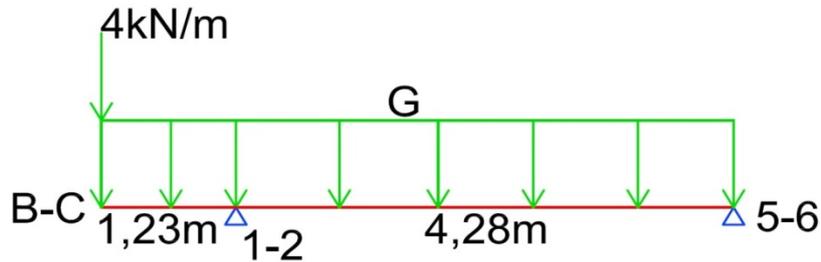


Figura 27: Cargas Permanentes sobre el Paño B-C-6-5-B

$$L_{1-2} = \frac{1}{4,28} \cdot \left(5,45 \cdot 5,51 \cdot \frac{5,51}{2} + 4 \cdot 5,51 \right) = 24,45 \text{ kN/m}$$

$$L''_{5-6} = 5,45 \cdot 5,51 + 4 - L_{1-2} = 9,5795 \text{ kN/m}$$

$$L_{g-2} = L_{1-2} + 8_{\text{Cerramiento}} = 32,45 \text{ kN/m}$$

$$L_{1-g} = L_{1-2} = 24,45 \text{ kN/m}$$

Zuncho C-2-6

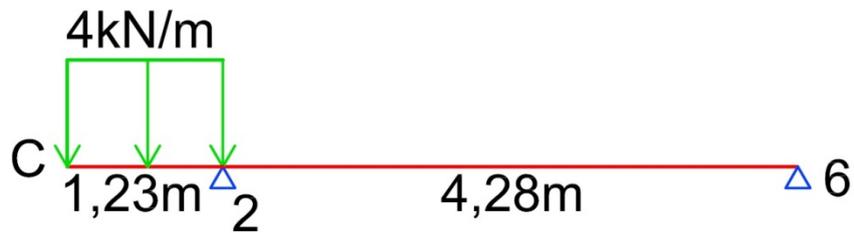


Figura 28: Cargas Permanentes sobre el Zuncho C-2-6

$$P_2 = \frac{1}{4,28} \cdot \left(4 \cdot 1,23 \cdot \left(\frac{1,23}{2} + 4,28 \right) \right) = 5,62 \text{ kN}$$

Zuncho g-f

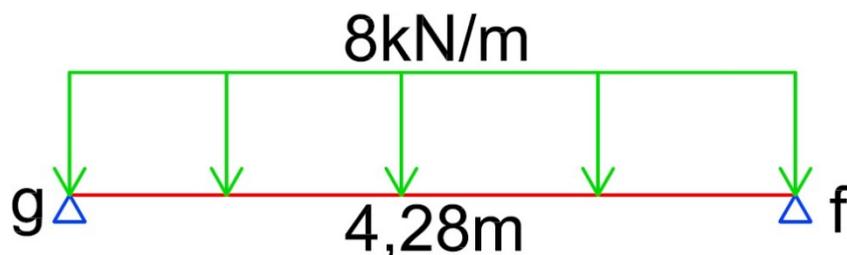


Figura 29: Cargas Permanentes sobre el Zuncho g-f

$$P_g = P''_f = \frac{8 \cdot 4,28}{2} = 17,12 \text{ kN}$$

Paño A-B-5-i-A

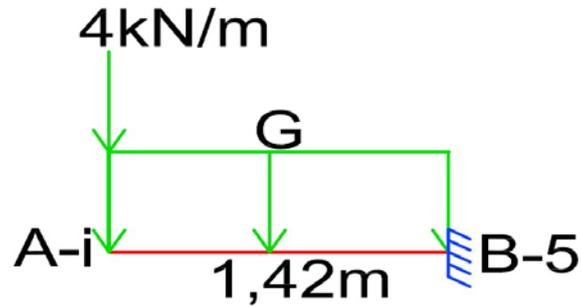


Figura 30: Cargas Permanentes sobre el Paño A-B-5-i-A

$$L_{B-5} = (1,42 \cdot 5,45 + 4) = 11,739 \text{ kN}$$

Zuncho B-1-5

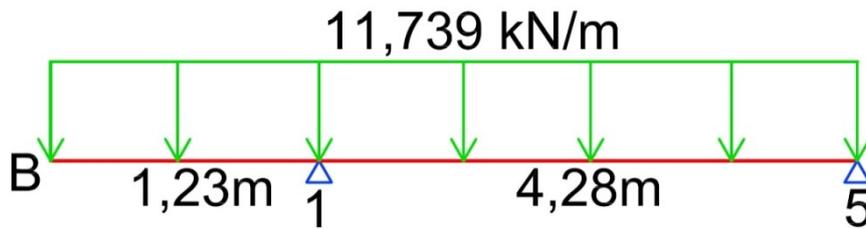


Figura 31: Cargas Permanentes sobre el Zuncho B-1-5

$$P_1 = \frac{1}{4,28} \cdot \left(11,739 \cdot 5,51 \cdot \frac{5,51}{2} \right) = 41,6 \text{ kN}$$

$$P_5 = 11,739 \cdot 5,51 - P_1 = 23,08 \text{ kN}$$

Con estos cálculos obtenemos finalmente el valor de las cargas permanentes sobre el pórtico 1-2-3-4 de la primera planta:

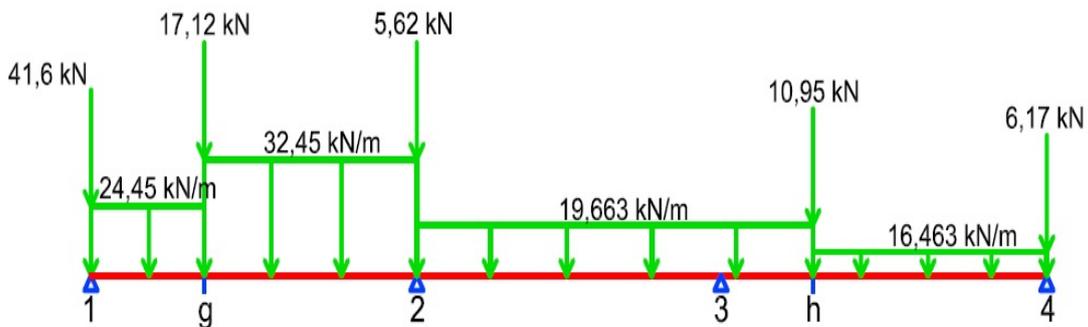


Figura 32: Cargas Permanentes sobre el Pórtico 1-2-3-4 de la primera planta

Para obtener las cargas sobre el pórtico 5-6-7-8 se deben sumar a las ya obtenidas en este apartado las de la parte izquierda del pórtico, es decir:

$$L_{5-f} = L'_{5-f} + L''_{5-6} = 27,81 \text{ kN/m}$$

$$L_{f-6} = L'_{f-8} + L''_{5-6} = 25,19 \text{ kN/m}$$

$$L_{6-F} = L'_{f-8} + L''_{6-F} = 27,68 \text{ kN/m}$$

$$L_{F-8} = L'_{f-8} + L''_{F-8} = 30,88 \text{ kN/m}$$

$$P_8 = P'_8 + P''_8 = 37,91 \text{ kN}$$

$$P_f = P'_f + P''_f = 38,1 \text{ kN}$$

$$P_5 = P'_5 + P''_5 = 62,54 \text{ kN}$$

$$P_F = 2,73 \text{ kN}$$

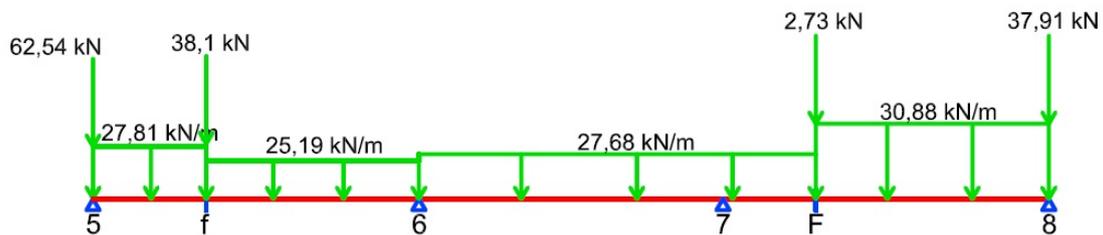


Figura 33: Cargas Permanentes sobre el Pórtico 5-6-7-8 de la primera planta

Las cargas lineales sobre los zunchos que soportan la escalera se calcularán de la siguiente forma:

El hormigón de la escalera es un HA-25/P/20/IIa, con su correspondiente peso específico $\gamma_H = 25 \text{ kN/m}^3$. El espesor de la losa de hormigón es de $e = 20 \text{ cm}$, luego la carga que soporta debido al peso de la losa se obtiene al multiplicar el peso específico del hormigón por el espesor de la losa, sumándole una carga superficial de $1,5 \text{ kN/m}^2$ correspondiente al peldaño de la escalera:

$$G' = \gamma_H \cdot e + 1,5 \text{ kN/m}^2 = 6,5 \text{ kN/m}^2$$

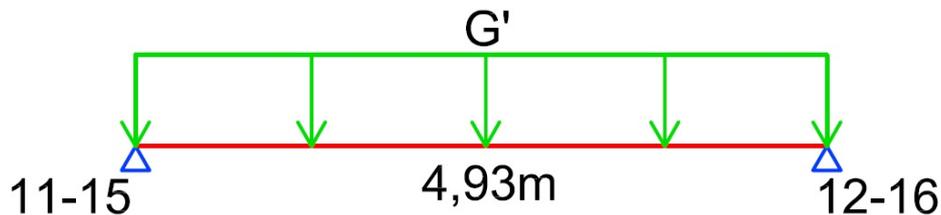


Figura 34: Cargas Permanentes sobre la escalera

$$L_{11-15} = L_{12-16} = \frac{4,93 \cdot G'}{2} = \frac{4,93 \cdot 6,5}{2} = 16,02 \text{ kN/m}$$

Aplicando estos cálculos en todos y cada uno de los pórticos se obtiene el valor de las cargas permanentes en todos los pórticos del edificio. La siguiente tabla-resumen muestra el valor de dichas cargas permanentes sobre todos los pórticos de la estructura:

PÓRTICOS PLANTA BAJA	Lineales de 0 m a 4,93 m	Lineales de 4,93 m a 9,53 m	Lineales de 9,53 m a 14,46 m	Cargas puntuales
1-2-3-4	19,663 kN/m	19,663 kN/m	19,663 kN/m	17,12 kN en 1 y 4
5-6-7-8	27,668 kN/m	27,668 kN/m	27,668 kN/m	40,64 en 5 y 8
9-10-11-12	22,97 kN/m	16,02 kN/m de 10 a A 22,97 kN/m de A a 11	22,97 kN/m	33,72 kN en 9 y 12 24,8 kN en B
13-14-15-16	25,52 kN/m de 13 a E 21,85 kN/m de E a 14	14,9 kN/m de 14 a D 21,85 kN/m de D a 15	21,85 kN/m	14,8 kN en 13 17,27 kN en E 2,05 kN en C 32,08 kN en 16
17-18-19-20	28,09 kN/m de 17 a G 23,762 kN/m de G a 18	23,762 kN/m	23,762 kN/m	28,48 kN en 17 5,71 kN en G 34,88 kN en 20
21-22-23-24	18,12 kN/m	18,12 kN/m	18,12 kN/m	26,6 kN en 21 y 24
25-26-27-28	7,59 kN/m de 25 a M 21,66 kN/m de M a 26	21,66 kN/m	21,66 kN/m	20,04 kN en 25 31,8 kN en 28
29-30-31-32	54 kN/m de 29 a I 25,88 kN/m de I a 30	25,88 kN/m	20,39 kN/m	58,4 kN en 29 1,47 kN en I 19,8 kN en 31 18,2 kN en 32
	Lineales de 0 m a 3,13 m	Lineales de 3,13 m a 7,73 m		Cargas puntuales
33-34-35	21,48 kN/m	21,48 kN/m		9,33 kN en 33 19,8 kN en 35

PÓRTICOS 1ª y 2ª PLANTA	Lineales de 0 m a 4,93 m	Lineales de 4,93 m a 9,53 m	Lineales de 9,53 m a 14,46 m	Cargas puntuales
1-2-3-4	24,5 kN/m de 1 a g 32,5 kN/m de g a 2	11,66 kN/m	11,66 kN/m de 3 a h 16,463 kN/m de h a 4	41,6 kN en 1 17,12 kN en g 5,62 kN en 2 10,95 kN en h 6,17 kN en 4 62,54 kN en 5
5-6-7-8	27,81 kN/m de 5 a f 25,19 kN/m de f a 6	27,68 kN/m	27,68 kN/m de 7 a F 30,88 kN/m de F a 8	38,1 kN en f 2,73 kN en F 37,91 kN en 8
9-10-11-12	28,35 kN/m de 9 a K 22,97 kN/m de K a 10	16,02 kN/m de 10 a i 22,97 kN/m de i a 11	16,02 kN/m	98,3 kN en 9 10,62 kN en K 20,425 kN en 11 33,72 kN en 12
13-14-15-16	25,09 kN/m de 13 a L 21,8 kN/m de L a 14	14,9 kN/m de 14 a j 21,8 kN/m de j a 15	14,9 kN/m	28,47 kN en 13 3,6 kN en L 20,425 kN en 15 32,08 kN en 16
17-18-19-20	28,52 kN/m de 17 a O 23,76 kN/m de O a 18	23,76 kN/m	23,76 kN/m	7,73 kN en 17 27,16 kN en O 38,7 kN en 20
21-22-23-24	26,12 kN/m de 21 a P 18,121 kN/m de P a 22	18,121 kN/m	18,121 kN/m de 23 a b 26,12 kN/m de b a 24	13,6 kN en 21 13 kN en P 13,6 kN en b 45,9 kN en 24
25-26-27-28	11,76 kN/m de 25 a k 21,66 kN/m de k a 26	21,66 kN/m	19,11 kN/m de 27 a Z 27,11 kN/m de Z a a 19,11 kN/m de a a 28	30,43 kN en 25 18,2 kN en Z 13,6 kN en a 45,63 kN en 28 29,57 kN en 29
29-30-31-32	49,9 kN/m de 29 a Q 25,88 kN/m de Q a 30	25,88 kN/m	34,85 kN/m de 31 a Y 26,85 kN/m de Y a 32	11,06 kN en Q 19,8 kN en 31 18,2 kN en Y 48,11 kN en 32
	Lineales de 0 m a 3,13 m	Lineales de 3,13 m a 7,73 m		Cargas puntuales
33-34-35	21,48 kN/m	21,48 kN/m		18,54 kN en 33 19,8 kN en 35

Diseño y cálculo de la estructura metálica de un edificio de viviendas en Lliria (Valencia)

PÓRTICOS AZOTEA	Lineales de 0 m a 4,93 m	Lineales de 4,93 m a 9,53 m	Lineales de 9,53 m a 14,46 m	Cargas puntuales
1-2-3-4	14,7 kN/m	14,7 kN/m	14,7 kN/m	8,56 kN en 1 y 4
5-6-7-8	25,4 kN/m	25,4 kN/m	25,4 kN/m	20,32 kN en 5 y 8
9-10-11-12	21,075 kN/m	22,7 kN/m de 10 a A 29,075 kN/m de A a 11	22,7 kN/m	16,86 kN en 9 10,2 kN en 10 5,1 kN en 11 21,96 kN en 12
13-14-15-16	20,05 kN/m	21,675 kN/m de 14 a B 28,05 de B a 15	21,675 kN/m	16,04 kN en 13 10,2 kN en 14 15,3 kN en 15 21,14 kN en 16
17-18-19-20	21,8 kN/m	21,8 kN/m	21,8 kN/m	17,44 kN en 17 y 20
21-22-23-24	16,625 kN/m	16,625 kN/m	16,625 kN/m	13,3 kN en 21 y 24
25-26-27-28	9,59 kN/m de 25 a E 19,875 kN/m de E a 26	19,875 kN/m	19,875 kN/m	10,21 kN en 25 15,9 kN en 28
29-30-31-32	43,66 kN/m de 29 a C 23,75 kN/m de C a 30	23,75 kN/m	15,375 kN/m	29,19 kN en 29 0,736 kN en C 9,9 kN en 31 9,1 kN en 32
	Lineales de 0 m a 3,13 m	Lineales de 3,13 m a 7,73 m		Cargas puntuales
33-34-35	16,375 kN/m	16,375 kN/m		4,664 kN en 33 9,9 kN en 35
PÓRTICOS CASETA AZOTEA	Lineales de 0 m a 4,6 m	Lineales de 4,6 m a 9,53 m		Cargas puntuales
10-11-12	6,375 kN / m	6,375 kN / m		0
14-15-16	6,375 kN/m	6,375 kN/m		0

Tabla 17: Valores de las cargas permanentes sobre todos los pórticos

2.2.3.Carga de Nieve

Según el DB SE-AE, “como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

Siendo:

- s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal.
- μ el coeficiente de forma de la cubierta”

El valor de s_k se obtiene a partir de la tabla 3.8 del DB SE-AE:

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Santander	1.000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Sevilla	1.090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,6	Soria	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,7	Tarragona	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Tenerife	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Teruel	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Toledo	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valencia/València	690	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Valladolid	520	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Vitoria / Gasteiz	650	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zamora	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Zaragoza	0	0,5
						Ceuta y Melilla		0,2

Tabla 18: Tabla 3.8 del DB SE-AE. Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

En el caso que nos ocupa, por ser una localidad muy próxima a la ciudad de Valencia, se tomará un s_k de 0,2 kN/m²

Por otro lado, la pendiente de la cubierta es de 0°, por lo que se tomará un coeficiente de forma $\mu = 1$, según indica el apéndice 3.5.3 del DB SE-AE.

Finalmente tenemos que la carga debida al depósito de nieve será:

$$q_n = s_k \cdot \mu = 0,2 \cdot 1 = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

Esta carga solamente se aplicara sobre la azotea y sobre la caseta de acceso a la azotea.

Como se ha hecho en los casos de sobrecarga de uso y cargas permanentes, se va a calcular la acción de la nieve sobre los pórticos 1-2-3-4 y 5-6-7-8 (en este caso pertenecientes a la azotea) para no alargar en exceso la extensión del documento.

Paño 1-4-8-5-1

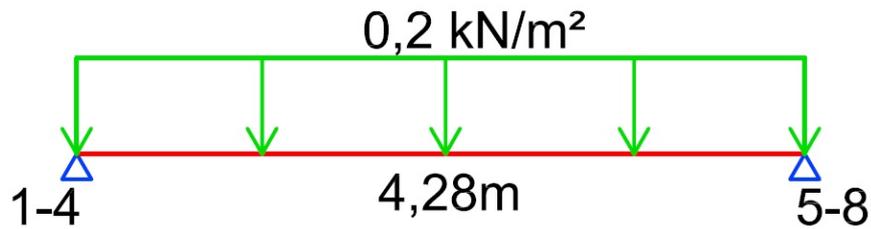


Figura 35: Carga de Nieve sobre el Paño 1-4-8-5-1

$$L_{1-4} = L''_{5-8} = \frac{0,2 \cdot 4,28}{2} = 0,428 \text{ kN/m}$$

Al igual que en los apartados de sobrecarga de uso y cargas permanentes, los superíndices ' y '' hacen referencia a la parte izquierda y derecha del pórtico respectivamente.

La acción de la carga de nieve sobre el pórtico 1-2-3-4 será:

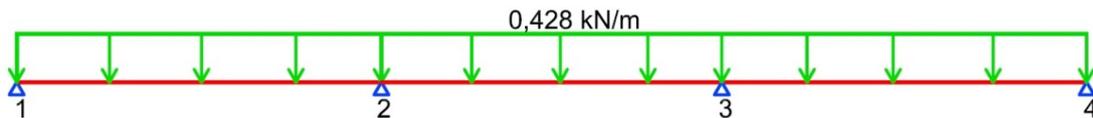


Figura 36: Carga de Nieve sobre el Pórtico 1-2-3-4 de la azotea

Paño 5-8-12-9-5

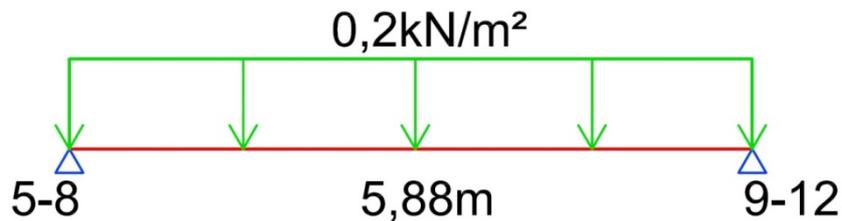


Figura 37: Carga de Nieve sobre el Paño 5-8-12-9-5

$$L'_{5-8} = L''_{9-12} = \frac{0,2 \cdot 5,88}{2} = 0,588 \text{ kN/m}$$

$$L_{5-8} = L'_{5-8} + L''_{5-8} = 0,428 + 0,588 = 1,016 \text{ kN/m}$$

La acción de la carga de nieve sobre el pórtico 5-6-7-8 será:

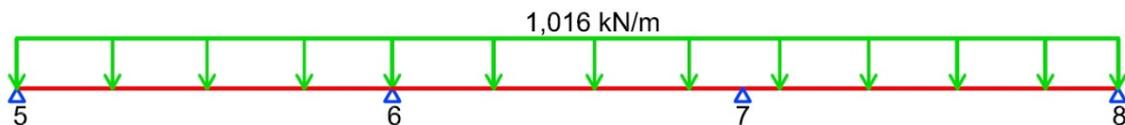


Figura 38: Carga de Nieve sobre el Pórtico 5-6-7-8 de la azotea

Aplicando estos cálculos en todos y cada uno de los pórticos de la azotea se obtiene el valor de la carga de nieve. La siguiente tabla-resumen muestra la carga de nieve sobre todos los pórticos afectados:

PÓRTICOS AZOTEA	Lineales de 0 m a 4,93 m	Lineales de 4,93 m a 9,53 m	Lineales de 9,53 m a 14,46 m	Cargas puntuales
1-2-3-4	0,428 kN/m	0,428 kN/m	0,428 kN/m	0
5-6-7-8	1,016 kN/m	1,016 kN/m	1,016 kN/m	0
9-10-11-12	0,843 kN/m	0,588 kN/m	0,588 kN/m	0
13-14-15-16	0,802 kN/m	0,547 kN/m	0,547 kN/m	0
17-18-19-20	0,872 kN/m	0,872 kN/m	0,872 kN/m	0
21-22-23-24	0,665 kN/m	0,665 kN/m	0,665 kN/m	0
25-26-27-28	0,51 kN/m de 25 a E 0,795 kN/m de E a 26	0,795 kN/m	0,795 kN/m	0
29-30-31-32	1,46 kN/m de 29 a C 0,95 kN/m de C a 30	0,95 kN/m	0,455 kN/m	0
	Lineales de 0 m a 3,13 m	Lineales de 3,13 m a 7,73 m		Cargas puntuales
33-34-35	0,495 kN/m	0,495 kN/m		0
PÓRTICOS CASETA AZOTEA	Lineales de 0 m a 4,6 m	Lineales de 4,6 m a 9,53 m		Cargas puntuales
10-11-12	0,255 kN/m	0,255 kN/m		0
14-15-16	0,255 kN/m	0,255 kN/m		0

Tabla 19: Valores de la carga de nieve sobre todos los pórticos afectados

2.2.4.Carga de Viento

Seguidamente se van a calcular las cargas que origina sobre la estructura la acción del viento perpendicular a las fachadas del edificio (se desprecia el efecto del viento sobre la cubierta, ya que actúa del lado de la seguridad). Según el DB SE-AE "La acción del viento q_e , en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, puede expresarse como:

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

Siendo:

- q_b la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$.
- c_e el coeficiente de exposición. Su valor se obtiene a partir de la Tabla 3.4 del DB SE-AE:

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspeza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 20: Tabla 3.4 del DB SE-AE. Valores del coeficiente de exposición c_e

- c_p el coeficiente eólico de presión. Su valor se obtiene a partir de la Tabla 3.5 del DB SE-AE:

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

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

Tabla 21: Tabla 3.5 del DB SE-AE. Coeficiente eólico en edificios de pisos

Como se ha dicho antes, no se tendrá en cuenta el coeficiente eólico de succión sobre la cubierta, ya que actúa del lado de la seguridad.

Citada la normativa, se procede ahora al cálculo de las acciones del viento sobre la estructura:

- Como se ha dicho anteriormente, el valor de la presión dinámica del viento q_b que se adopta en todo el territorio español vale $0,5 \text{ kN/m}^2$
- Para obtener el valor del coeficiente de exposición c_e se debe entrar en la Tabla 3.4 del DB SE-AE con la altura del punto considerado. Para ello, operando del lado de la seguridad, se entrará en la tabla con la altura del punto más alto del edificio (altura de la cabeza del pilar que va desde la azotea hasta el techo de la caseta de acceso a la

azotea). Dicho punto tiene una altura de 12,45m y, por lo tanto, el coeficiente de exposición valdrá $c_e = 1,93$.

- Para obtener el valor del coeficiente eólico de presión c_p se debe entrar en la Tabla 3.5 del DB SE-AE con la esbeltez de la fachada considerada. La esbeltez se calculará como $\frac{h}{L}$, siendo L la longitud de la fachada considerada y h la altura de la fachada considerada. Por lo tanto se tiene:

$$\text{Esbeltez fachada larga} = \frac{12,45}{34,33} = 0,362$$

$$\text{Esbeltez fachada corta} = \frac{12,45}{14,46} = 0,86$$

Entrando en dicha tabla se tiene:

$c_p = 0,8$ Para la fachada corta

$c_p = 0,7$ Para la fachada larga

Se entiende por fachada corta la que va desde el pilar 1 al 4 y por fachada larga la que va desde el pilar 4 al 32:

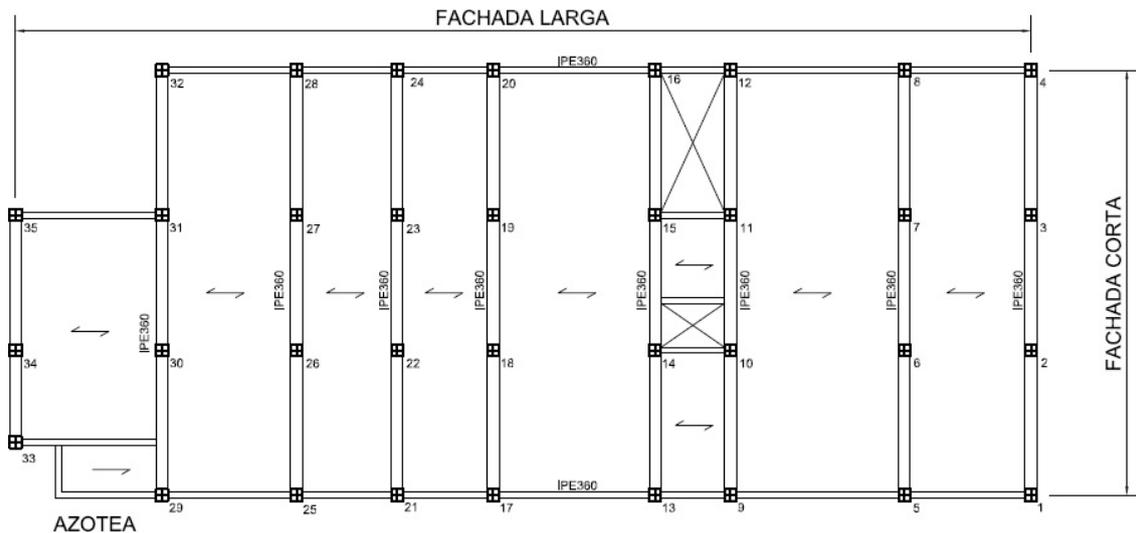


Figura 39: Definición gráfica de Fachada larga y Fachada corta, tomando como base el plano del forjado de la azotea

Calculados todos los coeficientes se tiene que la carga que provoca la acción del viento sobre el edificio tiene un valor de:

$$q_e = 0,5 \cdot 1,93 \cdot 0,7 = 0,6755 \text{ kN/m}^2 \text{ Para la fachada larga.}$$

$$q_e = 0,5 \cdot 1,93 \cdot 0,8 = 0,772 \text{ kN/m}^2 \text{ Para la fachada corta.}$$

Teniendo en cuenta que no existen grandes espacios abiertos en el interior del edificio y que los huecos en la fachada no son excesivamente grandes (ventanas y puertas) se despreciará el efecto del viento interior.

A continuación, a título de ejemplo, se van a calcular las cargas puntuales que produce la acción del viento sobre las cabezas de los pilares 4 y 8 de la primera planta. Entre los pilares 4 y 8, separados por una distancia de 4,28m, actúa una carga superficial (perpendicular a la

superficie de la fachada larga) de valor $q_e = 0,6755 \text{ kN/m}^2$. La carga lineal que se tendrá en el pilar 4 vale:

$$L_4 = \frac{0,6755 \cdot 4,28}{2} = 1,4455 \text{ kN/m}$$

La carga lineal que actúa sobre el pilar 8 se obtiene a partir de la carga superficial que actúa entre los pilares 4 y 8 y a partir de la que actúa entre los pilares 8 y 12 (separados por una distancia de 5,88m). La carga lineal que se tendrá en el pilar 8 vale:

$$L_8 = \frac{0,6755 \cdot 4,28}{2} + \frac{0,6755 \cdot 5,88}{2} = 3,43 \text{ kN/m}$$

Ahora se obtiene el valor de las cargas puntuales a la altura de la segunda planta (cabeza de los pilares situados entre la primera y la segunda planta) para los pilares 4 y 8. Pilar 4:



Figura 40: Carga de Viento sobre el pilar 4

La carga puntual a la altura de la segunda planta para el pilar 4 vale:

$$P_{4(\text{segunda planta})} = \frac{1,455 \cdot 2,97}{2} + \frac{1,455 \cdot 2,97}{2} = 4,3 \text{ kN}$$

En el caso del pilar 8 se tiene:



Figura 41: Carga de Viento sobre el pilar 8

La carga puntual a la altura de la segunda planta para el pilar 8 vale:

$$P_{8(\text{segunda planta})} = \frac{3,43 \cdot 2,97}{2} + \frac{3,43 \cdot 2,97}{2} = 10,19 \text{ kN}$$

Aplicando estos cálculos en todos y cada uno de los pilares del edificio se obtienen las cargas puntuales producidas por el viento en las cabezas de los pilares. La siguiente tabla-resumen muestra el valor de las cargas puntuales de viento sobre todos los pilares afectados:

PILARES FACHADA LARGA	A 3,54 m de altura (Altura de la primera planta)	A 6,51 m de altura (Altura de la segunda planta)	A 9,48 m de altura (Altura de la azotea)	A 12,45 m de altura (Altura del techo de la caseta de la azotea)
4	4,7 kN	4,29 kN	2,14 kN	-
8	11,16 kN	10,19 kN	5,09 kN	-
12	9,26 kN	8,45 kN	4,228 kN	1,278 kN
16	8,81 kN	8,05 kN	4,02 kN	1,278 kN
20	9,58 kN	8,75 kN	4,37 kN	-
24	7,31 kN	6,67 kN	3,33 kN	-
28	8,74 kN	7,97 kN	3,98 kN	-
32	5 kN	4,56 kN	2,28 kN	-
35	5,44 kN	4,96 kN	2,48 kN	-
PILARES FACHADA CORTA	A 3,54 m de altura (Altura de la primera planta)	A 6,51 m de altura (Altura de la segunda planta)	A 9,48 m de altura (Altura de la azotea)	A 12,45 m de altura (Altura del techo de la caseta de la azotea)
1	5,55 kN	5,07 kN	2,53 kN	-
2	10,74 kN	9,8 kN	4,9 kN	-
3	10,74 kN	9,8 kN	4,9 kN	-
4	5,55 kN	5,07 kN	2,53 kN	-
10	-	-	-	2,36 kN
11	-	-	-	4,89 kN
12	-	-	-	2,53 kN
29	2,029 kN	1,85 kN	0,925 kN	-
32	5,52 kN	5,04 kN	2,52 kN	-
33	3,529 kN	3,22 kN	1,61 kN	-
34	8,71 kN	7,95 kN	3,97 kN	-
35	3,18 kN	4,73 kN	2,36 kN	-

Tabla 22: Valores de la carga de viento sobre todos los pilares afectados

2.2.5. Acción Sísmica

La evaluación de las posibles acciones sísmicas sobre la edificación se ha hecho en base a la Normativa de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02). Según el apéndice 1.2.3. de dicha norma, *“en las construcciones de importancia normal (Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos) con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones, si la aceleración sísmica básica a_b es inferior a $0,08 \cdot g$, la Norma no será de aplicación obligatoria en dicha edificación.”* Consultando el Anexo 1 de la NCSE-02, se puede ver que para la localidad de Llíria, la aceleración sísmica básica es:

$$a_b = 0,05 \cdot g$$

Por lo tanto, puesto que la aceleración sísmica básica es inferior a $0,08 \cdot g$ no será necesario tener en cuenta el efecto de esta acción según la normativa que se acaba de citar.

2.3. Selección de perfiles mediante el cumplimiento de los Estados Límite

Previamente a la selección de los perfiles de los pilares y las jácenas mediante la comprobación del cumplimiento de los Estados Límite Últimos y los Estados Límite de Servicio, se va a simular la estructura en el software informático SAP 2000.

Para poder analizar la estructura del presente proyecto, se representa tanto la geometría de la misma como las cargas y los apoyos a través de un modelo numérico.

Para realizar este modelo matemático se utilizará, como se acaba de decir, el software SAP2000, donde se representará la estructura mediante un modelo estructural a base de barras que será capaz de representar el comportamiento estructural del edificio del que se desea comprobar los principales parámetros mecánicos y las solicitaciones a las que se ve sometida la estructura.

En él, es posible generar un modelo, hacer un análisis estructural del mismo, así como realizar una revisión y rediseño de cada elemento. Los resultados, diagramas de solicitaciones, valores de deformaciones en barras y nodos o reacciones en los apoyos; se presentan gráficamente a través de la interfaz del programa. También permite resolver rápidamente complejos sistemas de ecuaciones, solicitaciones y flechas o desplomes creados por cargas, realizar análisis dinámicos y aplicar distintas clases de restricciones en los nodos.

El sistema de cálculo y análisis del programa SAP2000 está basado en el método de los elementos finitos. Se trata de un método numérico general para la resolución aproximada de ecuaciones diferenciales.

A continuación, se muestran varias capturas de pantalla del programa realizadas durante el proceso de representación y análisis de la estructura del presente proyecto.

El primer paso consiste en la modelización a base de barras de la estructura del edificio. En la siguiente imagen, aparecen representadas (de color azul) las jácenas, los pilares y los zunchos del edificio, así como la simulación del empotramiento de las bases de los pilares en color verde. Además, los zunchos que van de jácena a jácena se encuentran biapoyados, por lo que se ha liberado la transmisión de momentos en los apoyos.

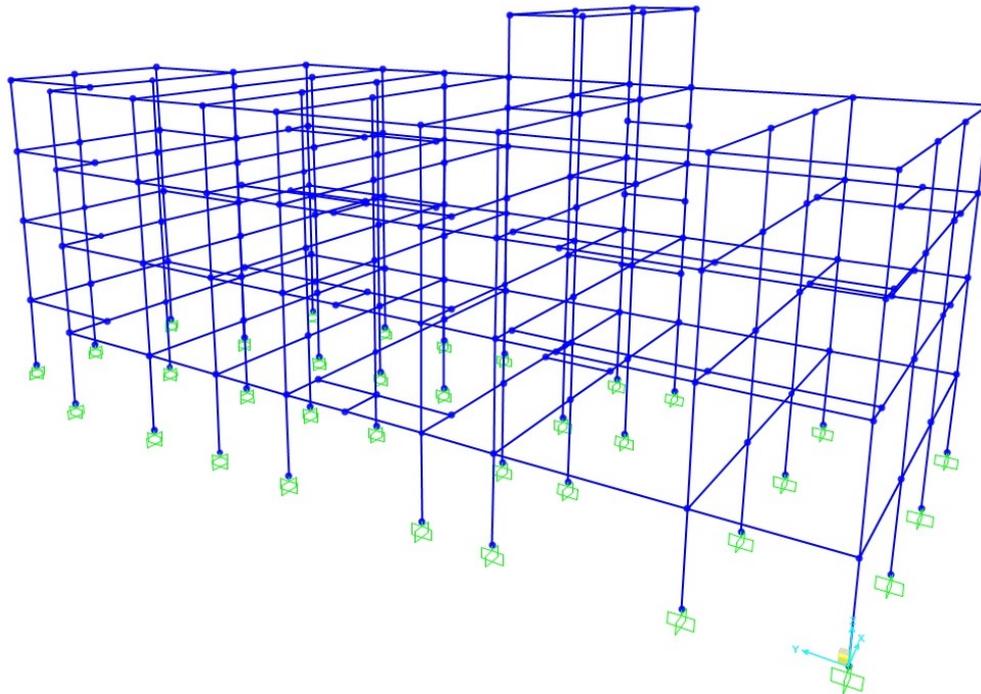


Figura 42: Modelo alámbrico de la estructura del edificio, generado con SAP2000

La siguiente captura nos muestra las características del acero asignado a todas las barras, características propias del acero S275JR que se ha dicho anteriormente:

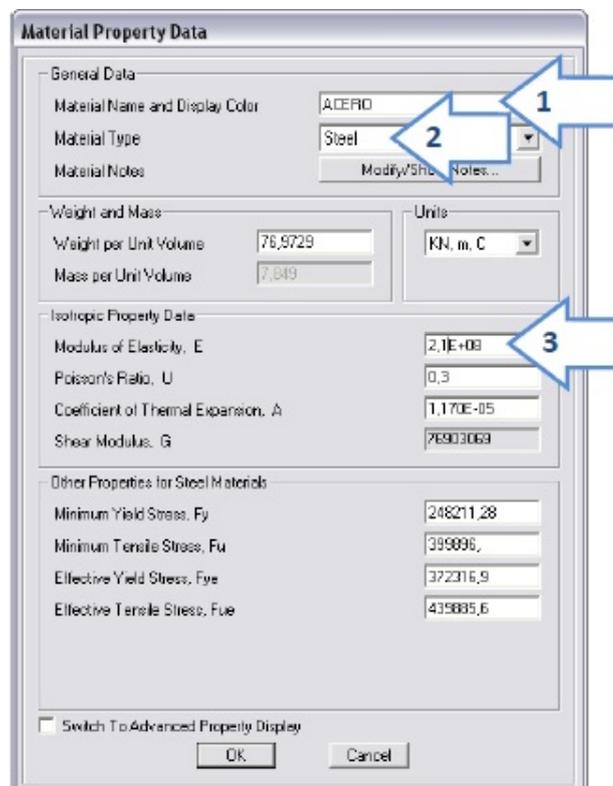


Figura 43: Captura de pantalla de SAP2000, donde se han introducido las características del acero S275JR

Una vez definido el material, se pasa a la selección de las barras. Para ello, se selecciona el perfil I/Wide Flange como se puede ver en la siguiente imagen y se le asignan perfiles IPE a las jácenas y zunchos y perfiles HEB a los pilares:

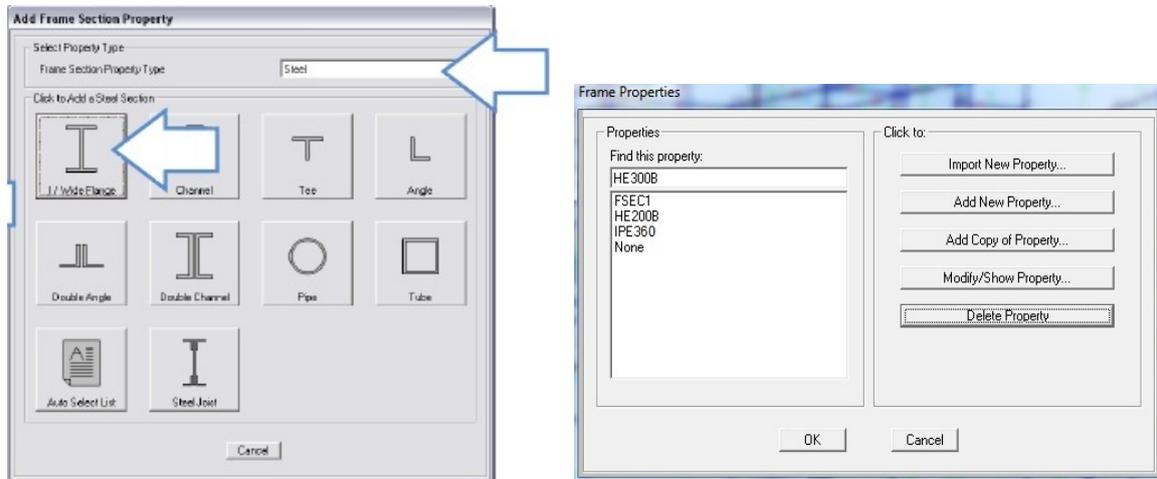


Figura 44: Capturas de pantalla de SAP2000, donde se definen las secciones de las barras de la estructura

Una vez definida la sección para cada barra, se pasa a definir los distintos tipos de cargas que actúan sobre la estructura (Permanentes, Sobrecarga de Uso, Nieve y Viento). En la siguiente imagen se puede observar como se han definido todas las cargas que actúan sobre la estructura:

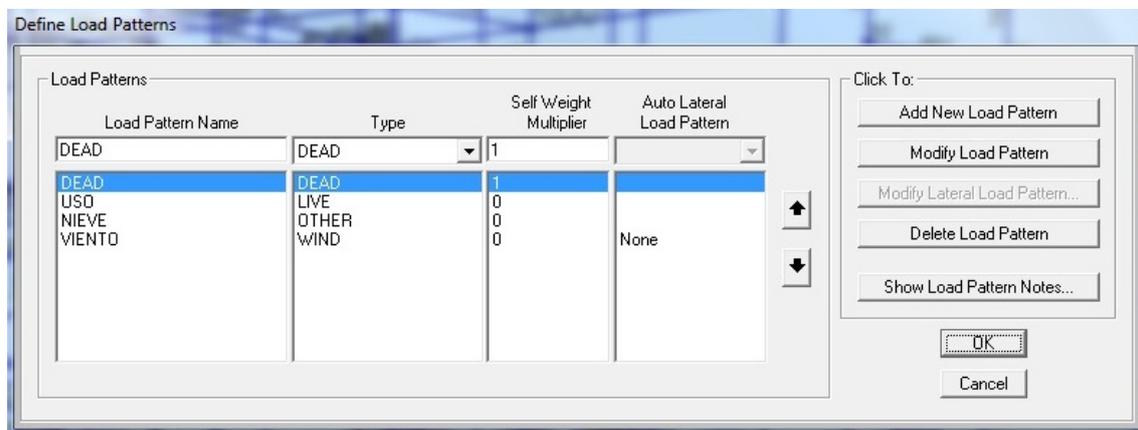


Figura 45: Captura de pantalla de SAP2000, donde se definen los tipos de cargas actuantes sobre la estructura

Una vez asignadas las acciones a cada barra, se pasa a definir las combinaciones de acciones con las que se va a trabajar para la comprobación de los Estados Límite Últimos y Estados Límite de Servicio. Como ya se ha dicho en el apartado Normativa de Cálculo Estructural, para la comprobación de ELU Resistencia de las Secciones y ELU Resistencia de las Barras (Pandeo) se va a utilizar una combinación de acciones de tipo persistente o transitoria. Los valores de los coeficientes parciales de seguridad (γ) y de los coeficientes de simultaneidad (ψ) se obtienen

a partir de las tablas 4.1 y 4.2 del DB SE mostradas anteriormente en el apartado 1.7.1. Normativa de Cálculo Estructural. Seleccionando los coeficientes para la situación más desfavorable de combinación de cargas:

$$\begin{aligned} & \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q + \gamma_N \cdot \psi_{0,N} \cdot N + \gamma_V \cdot \psi_{0,V} \cdot V = \\ & = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot N + 1,5 \cdot 0,6 \cdot V = \end{aligned}$$

$$\underline{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot N + 0,9 \cdot V}$$

Para la comprobación de ELS Deformación (Criterio Apariencia) se va a utilizar una combinación de acciones de tipo casi permanente como se ha dicho en el apartado Normativa de Cálculo Estructural:

$$G + \psi_{2,Q} \cdot Q + \psi_{2,N} \cdot N + \psi_{2,V} \cdot V$$

Tomando los coeficientes de la tabla 4.2 del DB SE se obtiene la siguiente combinación de cargas:

$$G + 0,3 \cdot Q + 0 \cdot N + 0 \cdot V =$$

$$\underline{G + 0,3 \cdot Q}$$

Para la comprobación de ELS Deformación (Criterio Integridad) se va a utilizar una combinación de acciones de tipo característica como se ha señalado en el apartado Normativa de Cálculo Estructural (sin considerar las cargas permanentes (G) sobre la estructura tal y como indica el CTE):

$$-G + Q + \psi_{0,N} \cdot N + \psi_{0,V} \cdot V$$

Tomando los coeficientes de la tabla 4.2 del DB SE se obtiene la siguiente combinación de cargas:

$$\underline{Q + 0,5 \cdot N + 0,6 \cdot V}$$

La siguiente tabla resumen muestra las combinaciones de acciones que se van a aplicar para comprobar todos los estados límite:

Tipo de combinación	
Combinación de tipo Persistente o Transitoria	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot N + 0,9 \cdot V$
Combinación de tipo Casi Permanente	$G + 0,3 \cdot Q$
Combinación de tipo Característica	$Q + 0,5 \cdot N + 0,6 \cdot V$

Tabla 23: Tabla resumen con las combinaciones de cargas a utilizar en la verificación de los Estados Límite

Las 2 siguientes imágenes muestran cómo se han definido en SAP2000 dichas combinaciones de cargas:

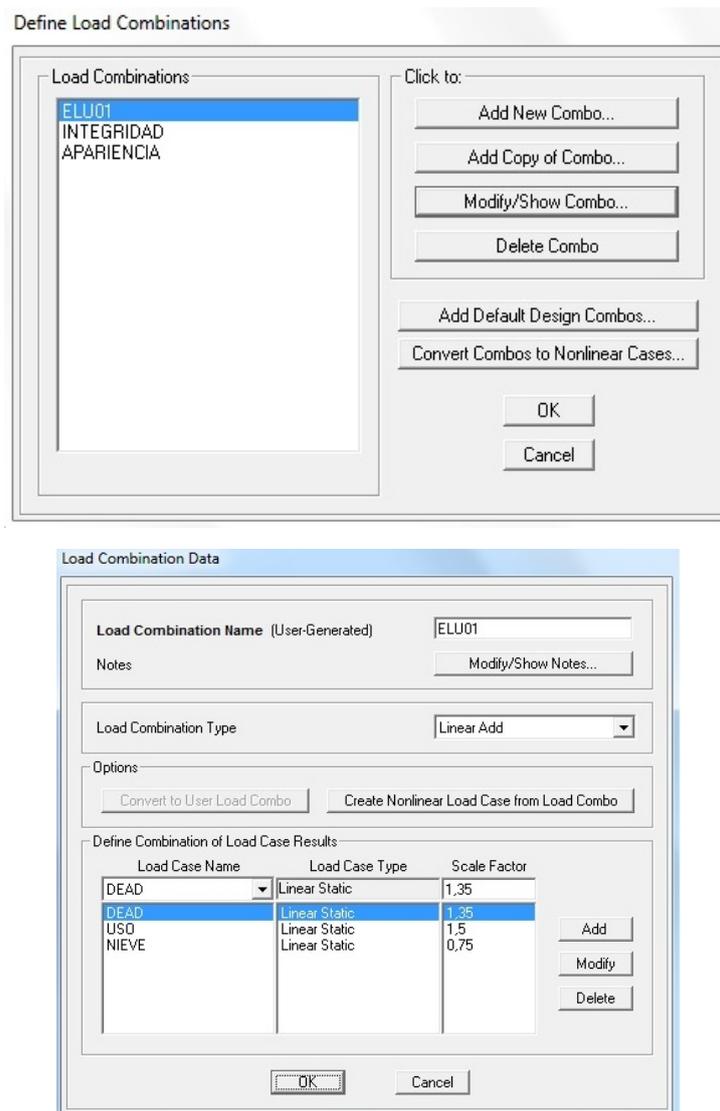


Figura 46: Capturas de pantalla de SAP2000, donde se definen las combinaciones de cargas

Una vez aplicadas las cargas sobre la estructura y definidas las combinaciones de carga, se procederá al análisis de la estructura. Realizando el análisis para las tres combinaciones, obtendremos los diagramas de esfuerzos, las deformaciones y las reacciones en los apoyos. Además, el programa también nos permitirá exportar listados de cálculo en los que se aprecia con detalle los esfuerzos presentes en cada barra para cada combinación de acciones, así como los desplazamientos de los nodos.

2.3.1. Dimensionado de los pilares

El acero utilizado, como se ha indicado anteriormente, es el S275JR, luego la tensión de límite elástico es $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$. Por lo tanto, para la comprobación de ELU Resistencia de las Secciones y ELU Resistencia de las Barras (Pandeo), el valor de la resistencia de cálculo es:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

Como se ha dicho en apartados anteriores, el perfil con el que se va a empezar el dimensionado de los pilares es un HEB200, cuyas características se muestran a continuación:

	A(mm ²) x10 ²	t _w (mm)	G kg/m	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	W _{el,y} (mm ³) x10 ³	i _y (mm) x10	A _{v,z} (mm ²) x10 ²	I _z (mm ⁴) x10 ⁴
HEB200	78,0864	9	61,3	5696	569,6	8,54	24,83	2003,37

Tabla 24: Características del perfil HEB200

Comprobación de ELU Resistencia de las Secciones para HEB200

Tanto para la comprobación de ELU Resistencia de las Secciones como para la comprobación de ELU Resistencia de las Barras (Pandeo) se tendrán en cuenta los esfuerzos sobre la barra 101 (la más castigada), extraídos de los listados de cálculo de SAP2000 (bajo la combinación de cargas asignada anteriormente para realizar esta comprobación) y que se muestran a continuación:

Frame	Station m	Output Case	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
101	0,00000	ELU	-1735,623	-4,863	-2,261E-16	0,00000	-3,381E-16	-7,2721
101	1,43379	ELU	-1713,274	-4,863	-2,261E-16	0,00000	-1,383E-17	-0,3000
101	2,97000	ELU	-1689,329	-4,863	-2,261E-16	0,00000	3,336E-16	7,1701

Tabla 25: Listados de cálculo de SAP2000 con los esfuerzos sobre la barra 101 para el perfil HEB200

Las comprobaciones que se van a realizar, en todos y cada uno de los casos, tanto para pilares como para jácenas, se basan en distribuciones elásticas de tensiones, luego según la tabla 5.1 del DB SE-A se tendrá una sección de Tipo 3: Semicompacta o Elástica (En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico).

Tabla 5.1 Clasificación de secciones transversales solicitadas por momentos flectores

Clase 1: Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
Clase 2: Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
Clase 3: Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
Clase 4: Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

Tabla 26: Tabla 5.1 del DB SE-A. Clasificación de secciones transversales solicitadas por momentos flectores

Por lo tanto, siendo una sección de tipo 3, según el punto 6.2.8 del DB SE-A la condición que se deberá dar para el cumplimiento de ELU Resistencia de las secciones es:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \text{ (Flexión compuesta sin cortante para secciones de clase 3)}$$

Siendo $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$

$$M_{el,Rdy} = W_y \cdot f_{yd}$$

Para poder realizar dicha comprobación se deberá ver primero si existe interacción con el cortante. Según el punto 6.2.4 del DB SE-A no existirá interacción del cortante si se cumple:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 2483 \text{ mm}^2 \cdot \frac{261,9\text{N/mm}^2}{\sqrt{3}} = 375546,3\text{N} = 375,546 \text{ kN}$$

Mirando en los listados de cálculo de SAP se puede observar que $V_{Ed} = -4,863\text{kN}$.

Realizando la comprobación:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow 4,863 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 375,546 = 187,776\text{kN}$$

Luego no se considerará la interacción del cortante. Finalmente se tiene que:

$$\frac{1735,623\text{kN}}{7808,64\text{mm}^2 \cdot 261,9\text{N/mm}^2} + \frac{7,2721\text{kN} \cdot \text{m}}{569,62\text{cm}^3 \cdot 261,9\text{N/mm}^2} \cdot \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,896 < 1$$

Por lo tanto, el perfil HEB200 cumple ELU Resistencia de las Secciones.

Comprobación de ELU Resistencia de las Barras (Pandeo) para HEB200

Según el punto 6.3.4.2 del DB SE-A "el perfil en cuestión cumplirá ELU Resistencia de las Barras si se cumple:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1"$$

Por lo tanto, considerando que se va a trabajar en los planos Y y Z se tiene:

$$\begin{bmatrix} 1/\chi_y \\ 1/\chi_z \end{bmatrix} \cdot \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \begin{bmatrix} 1 \\ \alpha_y \end{bmatrix} \cdot k_y \cdot \frac{c_{my} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Siendo:

- $\chi_i \equiv$ Coeficiente de reducción por pandeo en el plano i.

χ_i se calcula como $\chi_i = \frac{1}{\phi_i + \sqrt{\phi_i^2 - \bar{\lambda}^2}}$ con:

- $\phi_i = 0,5 \cdot [1 + \alpha_i \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

- $\bar{\lambda}$ es la esbeltez reducida y se calcula como $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$ con $N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_y$

- L_k es la longitud de pandeo y se obtiene a partir de $\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1-0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1-0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \geq 1$ para pilares unidos rígidamente a las demás piezas de un pórtico translacional. Con $\eta_1 = \frac{L}{L+1,5xh}$ y $\eta_2 = 0$ en el caso de pilares de edificios.

- α_i se obtiene a partir de la Tabla 6.2 del DB SE-A para perfiles laminados en I y de la Tabla 6.3 del DB SE-A:

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

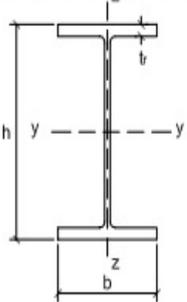
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40$ mm	a	b	a_0	a_0
		40 mm $< t \leq 100$ mm	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100$ mm	b	c	a	a
		$t > 100$ mm	d	d	c	c

Tabla 27: Tabla 6.2 del DB SE-A. Curva de pandeo en función de la sección transversal

Tabla 6.3 Valores del coeficiente de pandeo (χ)

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coefficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85
0,50	0,95	0,92	0,88	0,84	0,78
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64
0,80	0,85	0,80	0,72	0,66	0,58
0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,52
1,00	0,73	0,67	0,60	0,54	0,47
1,10	0,65	0,60	0,54	0,48	0,42
1,20	0,57	0,53	0,48	0,43	0,38
1,30	0,51	0,47	0,43	0,39	0,34
1,40	0,45	0,42	0,38	0,35	0,31
1,50	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28
1,60	0,35	0,32	0,31	0,28	0,25
1,80	0,28	0,27	0,25	0,23	0,21
2,00 ⁽¹⁾	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
2,20 ⁽¹⁾	0,19	0,19	0,18	0,17	0,15
2,40 ⁽¹⁾	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13
2,70 ⁽²⁾	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11
3,00 ⁽²⁾	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09

⁽¹⁾ esbeltez intolerable en los elementos principales
⁽²⁾ esbeltez intolerable incluso en elementos de arriostamiento

Tabla 28: Tabla 6.3 del DB SE-A. Valores del coeficiente de pandeo χ

- $k_y \equiv$ Coeficiente de interacción. Como se ha dicho en párrafos anteriores, se trata de una sección de clase 3, luego a partir de la Tabla 6.9 del DB SE-A k_y vale

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}}$$

Tabla 6.9 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza

Clase	Tipo de sección	k_y	k_z	k_{yLT}
1 y 2	I, H, abiertas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	el menor de $1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
	Hueca delgada			$0,6 + \bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

siendo
 $\bar{\lambda}_y$ y $\bar{\lambda}_z$ valores de las esbelteces reducidas para los ejes y - y y z - z, no mayores que 1,00.

$$N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Tabla 29: Tabla 6.9 del DB SE-A. Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza

- $\alpha_y \equiv$ Siendo una sección de clase 3, se obtiene a partir de la Tabla 6.8 del DB SE-A que α_y vale $\alpha_y = 0,8$

Clase	A	W_y	W_z	α_y	α_z	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
2	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
3	A	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	0,8	1	0	0
4	A_{eff}	$W_{eff,y}$	$W_{eff,z}$	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

Tabla 30: Tabla 6.8 del DB SE-A. Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza

- $c_{my} \equiv$ En el caso de los pilares el DB SE-A dice que “En las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras debe tomarse $c_{my} = 0,9$ ”

Citadas las bases de cálculo para la comprobación de ELU Resistencia de las Barras, se va a pasar primero al cálculo de los coeficientes de reducción por pandeo en sus respectivos planos y después a la comprobación final.

Plano y (Plano del pórtico)

Primero será necesario efectuar el cálculo de la longitud de pandeo L_k :

$$\eta_1 = \frac{L}{L + 1,5xh} = \frac{4,93}{4,93 + 1,5 \cdot 2,97} = 0,5253$$

$$\eta_2 = 0$$

Siendo L la luz del pórtico y h la longitud del pilar. Se tiene entonces:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot 0,5253}{1 - 0,8 \cdot 0,5253}} = 1,242 > 1$$

Por lo tanto, $L_k = \beta \cdot L = 1,242 \cdot 2,97 = 3,688\text{m}$ (Siendo L la longitud del pilar en este caso)

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_y = \left(\frac{\pi}{3,688\text{m}}\right)^2 \cdot \frac{210000\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 5696,17\text{cm}^4 = 8774923,285\text{N}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{7808,64\text{mm}^2 \cdot \frac{275\text{N}}{\text{mm}^2}}{8774923,285\text{N}}} = 0,4947 < 2 = \bar{\lambda}_{\max}$$

A partir de las Tablas 6.2 y 6.3 del DB SE-A se tiene que, en el eje de pandeo y la curva de pandeo es la b, luego $\alpha_y = 0,34$ y se tiene que:

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2\right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (0,4947 - 0,2) + 0,4947^2\right]$$

$$\phi_y = 0,6724$$

Y finalmente se obtiene el valor del coeficiente de reducción por pandeo en el Plano y:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,6724 + \sqrt{0,6724^2 - 0,4947^2}} = 0,8866$$

Plano z (Plano perpendicular al pórtico)

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_z = \left(\frac{\pi}{3,688\text{m}}\right)^2 \cdot \frac{210000\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 20033700\text{mm}^4 = 3052800,19\text{N}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{7808,64\text{mm}^2 \cdot 275\text{N/mm}^2}{3052800,19\text{N}}} = 0,828 < 2 = \bar{\lambda}_{\max}$$

A partir de las Tablas 6.2 y 6.3 del DB SE-A se tiene que, en el eje de pandeo z, la curva de pandeo es la c, luego $\alpha_z = 0,49$ y se tiene que:

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2\right] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,828 - 0,2) + 0,828^2]$$

$$\phi_z = 0,996$$

Y finalmente se obtiene el valor del coeficiente de reducción por pandeo en el Plano z:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,996 + \sqrt{0,996^2 - 0,828^2}} = 0,645$$

Obtenidos los coeficientes de reducción por pandeo, se pasa a obtener el resto de coeficientes para poder realizar así la comprobación final. Como se ha dicho anteriormente, α_y y c_{my} valen:

$$\alpha_y = 0,8 ; c_{my} = 0,9$$

El coeficiente de interacción k_y , como se ha dicho anteriormente, se obtiene a partir de la Tabla 6.9 del DB SE-A para sección de clase 3:

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 7808,64\text{mm}^2 \cdot 261,9\text{N/mm}^2 = 2045082,82\text{N}$$

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot 0,4947 \cdot \frac{1735,623\text{ kN}}{0,8866 \cdot 2045082,82\text{ N}} = 1,28$$

Finalmente se tiene que:

$$\begin{aligned} & \left[\begin{array}{c} 1/\chi_y \\ 1/\chi_z \end{array} \right] \cdot \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \left[\begin{array}{c} 1 \\ \alpha_y \end{array} \right] \cdot k_y \cdot \frac{c_{my} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq \left[\begin{array}{c} 1 \\ 1 \end{array} \right] \rightarrow \\ \rightarrow & \left[\begin{array}{c} 1/0,8866 \\ 1/0,645 \end{array} \right] \cdot \frac{1735,623\text{ kN}}{7808,64\text{ mm}^2 \cdot 261,9\text{ N/mm}^2} + \left[\begin{array}{c} 1 \\ 0,8 \end{array} \right] \cdot 1,28 \cdot \frac{0,9 \cdot 7272100\text{ N} \cdot \text{mm}}{569620\text{ mm}^3 \cdot 261,9\text{ N/mm}^2} = \\ & = \left[\begin{array}{c} 1,0072 \\ 1,35 \end{array} \right] > \left[\begin{array}{c} 1 \\ 1 \end{array} \right] \end{aligned}$$

Por lo tanto, el perfil HEB200 NO cumple ELU Resistencia de las barras. Se aumentará la sección de los pilares a un HEB240 y se volverán a realizar las comprobaciones de ELU

Resistencia de las Secciones y ELU Resistencia de las Barras (Pandeo). Las características del perfil HEB240 son las siguientes:

	$A(mm^2)$ $\times 10^2$	t_w (mm)	G kg/m	$I_y(mm^4)$ $\times 10^4$	$W_{el,y}(mm^3)$ $\times 10^3$	$i_y(mm)$ $\times 10$	$A_{v,z}(mm^2)$ $\times 10^2$	$I_z(mm^4)$ $\times 10^4$
HEB240	106,00	10	83,2	11260	938,3	10,31	33,23	3923,00

Tabla 31: Características del perfil HEB240

Comprobación de ELU Resistencia de las Secciones para HEB240

Como se ha cambiado de sección, también cambiarán los esfuerzos sobre la barra 101 ya que el peso de las barras de sección HEB240 es superior al de las barras HEB200 utilizadas anteriormente. Los esfuerzos que se tienen en la barra 101 al utilizar la sección HEB 240 son los siguientes:

Frame	Station m	Output Case	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
101	0,00000	ELU	-1533,242	-0,116	-5,633E-18	0,00000	-8,088E-18	-0,1651
101	1,43379	ELU	-1531,663	-0,116	-5,633E-18	0,00000	-1,170E-20	0,00056
101	2,97000	ELU	-1529,971	-0,116	-5,633E-18	0,00000	8,642E-18	0,1781

Tabla 32: Listados de cálculo de SAP2000 con los esfuerzos sobre la barra 101 para el perfil HEB240

Al igual que antes, se deberá comprobar primero si existe interacción con el cortante. Según el punto 6.2.4 del DB SE-A no existirá interacción del cortante si se cumple:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 3323 \text{ mm}^2 \cdot \frac{261,9\text{N/mm}^2}{\sqrt{3}} = 502464,3\text{N} = 502,4643 \text{ kN}$$

Mirando en la tabla anterior se puede observar que $V_{Ed} = -0,116 \text{ kN}$. Realizando la comprobación:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow 0,116 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 502,4643 = 251,232 \text{ kN}$$

Luego no se considerará la interacción del cortante. Finalmente se tiene:

$$\frac{1533,242 \text{ kN}}{10600 \text{ mm}^2 \cdot 261,9\text{N/mm}^2} + \frac{0,1781 \text{ kN} \cdot \text{m}}{938300\text{mm}^3 \cdot 261,9\text{N/mm}^2} \cdot \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,5537 < 1$$

Por lo tanto, el perfil HEB240 cumple ELU Resistencia de las Secciones.

Comprobación de ELU Resistencia de las Barras (Pandeo) para HEB240

Puesto que el tamaño de la sección no influye en el cálculo de la longitud de pandeo L_k su valor será el mismo:

$$L_k = 3,688 \text{ m}$$

También se tendrá el mismo valor para los coeficientes α_y y c_{my} :

$$\alpha_y = 0,8 \text{ y } c_{my} = 0,9$$

Se procede ahora al cálculo de los coeficientes de reducción por pandeo en sus respectivos planos.

Plano y (Plano del pórtico)

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_y = \left(\frac{\pi}{3,688\text{m}}\right)^2 \cdot \frac{210000\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 11260 \text{ cm}^4 = 17158353,3\text{N}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{10600\text{mm}^2 \cdot \frac{275\text{N}}{\text{mm}^2}}{17158353,3 \text{ N}}} = 0,412 < 2 = \bar{\lambda}_{\max}$$

A partir de las Tablas 6.2 y 6.3 del DB SE-A se tiene que, en el eje de pandeo y la curva de pandeo es la b, luego $\alpha_y = 0,34$ y se tiene que:

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2\right] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,412 - 0,2) + 0,412^2]$$

$$\phi_y = 0,62$$

Y finalmente se obtiene el valor del coeficiente de reducción por pandeo en el Plano y:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,62 + \sqrt{0,62^2 - 0,412^2}} = 0,92$$

Plano z (Plano perpendicular al pórtico)

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_z = \left(\frac{\pi}{3,688\text{m}}\right)^2 \cdot \frac{210000\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 39230000\text{mm}^4 = 5977994,67\text{N}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{10600\text{mm}^2 \cdot 275\text{N}/\text{mm}^2}{5977994,67\text{N}}} = 0,698 < 2 = \bar{\lambda}_{\max}$$

A partir de las Tablas 6.2 y 6.3 del DB SE-A se tiene que, en el eje de pandeo z, la curva de pandeo es la c, luego $\alpha_z = 0,49$ y se tiene que:

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + (\bar{\lambda}_z)^2\right] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,698 - 0,2) + 0,698^2]$$

$$\phi_z = 0,865$$

Y finalmente se obtiene el valor del coeficiente de reducción por pandeo en el Plano z:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,865 + \sqrt{0,865^2 - 0,698^2}} = 0,726$$

El coeficiente de interacción k_y , como se ha dicho anteriormente, se obtiene a partir de la Tabla 6.9 del DB SE-A para sección de clase 3:

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 10600 \text{ mm}^2 \cdot 261,9 \text{ N/mm}^2 = 2776140 \text{ N}$$

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot 0,412 \cdot \frac{1533,242 \text{ kN}}{0,92 \cdot 2776140 \text{ N}} = 1,148$$

Finalmente, obtenidos los coeficientes de reducción por pandeo y el resto de coeficientes se puede realizar la comprobación final:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} 1/\chi_y \\ 1/\chi_z \end{bmatrix} \cdot \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \begin{bmatrix} 1 \\ \alpha_y \end{bmatrix} \cdot k_y \cdot \frac{c_{my} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \rightarrow \\ \rightarrow & \begin{bmatrix} 1/0,92 \\ 1/0,726 \end{bmatrix} \cdot \frac{1533242 \text{ N}}{10600 \text{ mm}^2 \cdot 261,9 \text{ N/mm}^2} + \begin{bmatrix} 1 \\ 0,8 \end{bmatrix} \cdot 1,148 \cdot \frac{0,9 \cdot 178100 \text{ N} \cdot \text{mm}}{938300 \text{ mm}^3 \cdot 261,9 \text{ N/mm}^2} = \\ & = \begin{bmatrix} 0,600748 \\ 0,760599 \end{bmatrix} < \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el perfil HEB240 cumple ELU Resistencia de las Barras (Pandeo)

Comprobación de ELS Deformación (Criterio de Integridad) para HEB240

Tanto para la comprobación de ELS Deformación (Criterio de Integridad) como para la comprobación de ELS Deformación (Criterio de Apariencia) se tendrá en cuenta el desplome δ del nudo 33(A), puesto que es el más grande de todos. La tabla que sigue, extraída a partir de los listados de cálculo de SAP2000, muestra los desplazamientos del nudo 33(A) bajo la combinación de acciones $Q + 0,5 \cdot N + 0,6 \cdot V$ de tipo característica aplicada anteriormente para poder comprobar el caso de ELS Deformación (Criterio de Integridad):

Joint	Output Case	U1 m	U2 m	U3 m
33(A)	INTEGRIDAD	0,000354	0,000000	-0,001428

Tabla 33: Listados de cálculo de SAP2000, con los desplazamientos del nudo 33(A) para la combinación de acciones de tipo característica

Como ya se ha dicho en el apartado de Normativa de Cálculo Estructural, en el caso de desplazamientos horizontales el DB SE dice que "Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez si, ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome relativo es menor que 1/250 de la altura de la planta". Entonces se tiene que:

$$\delta_r = \frac{\delta}{h} = \frac{0,000354 \text{ m}}{2,97 \text{ m}} = 1,19 \cdot 10^{-4} < \frac{1}{250} = 4 \cdot 10^{-3}$$

Por lo tanto, el perfil HEB240 cumple ELS Deformación (Criterio de Integridad).

Comprobación de ELS Deformación (Criterio de Apariencia) para HEB240

En la tabla que sigue se muestran los desplazamientos del nudo 33(A) bajo la combinación de acciones $G + 0,3 \cdot Q$ de tipo casi permanente aplicada anteriormente para poder comprobar el caso de ELS Deformación (Criterio de Apariencia):

Joint	Output Case	U1 m	U2 m	U3 m
29(A)	APARIENCIA	0,000352	0,000000	-0,001426

Tabla 34: Listados de cálculo de SAP2000, con los desplazamientos del nudo 29(A) para la combinación de acciones de tipo casi permanente

En este caso, para desplazamientos horizontales el DB SE dice que “Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez si, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que $1/250$ de la altura de la planta”. Entonces se tiene que:

$$\delta_r = \frac{\delta}{h} = \frac{0,000352 \text{ m}}{2,97 \text{ m}} = 1,185 \cdot 10^{-4} < \frac{1}{250} = 4 \cdot 10^{-3}$$

Por lo tanto, el perfil HEB240 cumple ELS Deformación (Criterio de Integridad).

Finalmente se concluye que, puesto que el Perfil HEB240 cumple tanto los Estados Límite Últimos como los Estados Límite de Servicio, será el perfil utilizado para los pilares de la estructura.

2.3.2. Dimensionado de las Jácenas

El acero utilizado es el mismo que se ha utilizado con los pilares, luego una vez más el valor de la resistencia de cálculo es:

$$f_{yd} = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

El perfil con el que se va a empezar el dimensionado de las jácenas es un IPE360, cuyas características se muestran a continuación:

	A(mm ²) x10 ²	t _w (mm)	G kg/m	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	W _{el,y} (mm ³) x10 ³	i _y (mm) x10	A _{v,z} (mm ²) x10 ²	I _z (mm ⁴) x10 ⁴
IPE360	72,7	8	57,1	16270	903,6	14,95	35,14	1043

Tabla 35: Características del perfil IPE360

Comprobación de ELU Resistencia de las Secciones para IPE360

Tanto para la comprobación de ELU Resistencia de las Secciones como para la comprobación de ELU Resistencia de las Barras (Pandeo) se tendrán en cuenta los esfuerzos sobre la barra 329 (la más castigada) cuyas características, extraídas a partir de los listados de cálculo de SAP2000, se muestran a continuación (bajo la combinación de cargas asignada anteriormente para realizar esta comprobación):

Frame	Station m	Output Case	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
329	0,00000	ELU	5,34	-206,916	0,00000	0,00000	0,00000	-127,9491
329	2,44759	ELU	5,34	30,994	0,00000	0,00000	0,00000	89,0613
329	4,93000	ELU	5,34	154,975	0,00000	0,00000	0,00000	-141,7645

Tabla 36: Listados de cálculo de SAP2000 con los esfuerzos sobre la barra 329 para el perfil IPE360

Para poder comprobar si el perfil cumple ELU Resistencia de las Secciones se deberá comprobar primero que no existe interacción con el cortante. Al igual que se ha hecho con los pilares, no existirá interacción del cortante si:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 3514 \text{ mm}^2 \cdot \frac{261,9 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} = 531345,03 \text{ N}$$

Mirando en los listados de cálculo de SAP se puede observar que $V_{Ed} = -206,916 \text{ kN}$

Realizando la comprobación:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow 206,916 \text{ kN} < 0,5 \cdot 531,34503 \text{ kN} = 265,67251 \text{ kN}$$

Luego no se considerará la interacción del cortante. Por lo tanto se tiene que:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{5340 \text{ N}}{7270 \text{ mm}^2 \cdot 261,9 \text{ N/mm}^2} + \frac{141764500 \text{ N} \cdot \text{mm}}{903600 \text{ mm}^3 \cdot 261,9 \text{ N/mm}^2} + \frac{0 \text{ N} \cdot \text{mm}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,602 < 1$$

Por lo tanto, el perfil IPE360 cumple ELU Resistencia de las Secciones.

Comprobación de ELU Resistencia de las Barras (Pandeo) para IPE360

Al igual que se ha hecho en los pilares, se va a pasar primero al cálculo de los coeficientes de reducción por pandeo para poder después realizar la comprobación final.

Plano y (Plano del pórtico)

Primero será necesario efectuar el cálculo de la longitud de pandeo L_k . En el caso de las jácenas, se tienen barras biapoyadas sin posibilidad de desplazamiento en los apoyos, luego a partir de la Tabla 6.1 del DB SE-A se tiene que:

Tabla 6.1 Longitud de pandeo de barras canónicas

Condiciones de extremo	biarticulada	biempotrada	empotrada articulada	biempotrada desplazable	en ménsula
Longitud L_k	1,0 L	0,5 L	0,7 L	1,0 L	2,0 L

Tabla 37: Tabla 6.1 del DB SE-A. Longitud de pandeo de barras canónicas.

$L_k = \beta \cdot L = 1 \cdot L = 4,93 \text{ m}$ siendo L la longitud de la barra. Dicho esto, se procede al cálculo de la esbeltez reducida $\bar{\lambda}_y$:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I_y = \left(\frac{\pi}{4,93 \text{ m}}\right)^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 16270 \text{ cm}^4 = 13874353,4 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{7270 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2}{13874353,4 \text{ N}}} = 0,379 < 2 = \bar{\lambda}_{\max}$$

A partir de las Tablas 6.2 y 6.3 del DB SE-A se tiene que, en el eje de pandeo y la curva de pandeo es la a, luego $\alpha_y = 0,21$ y se tiene que:

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + (\bar{\lambda}_y)^2\right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,379 - 0,2) + 0,379^2\right] = 0,59$$

Y finalmente se obtiene el valor del coeficiente de reducción por pandeo en el plano y:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} = \frac{1}{0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,379^2}} = 0,959$$

Plano z (Plano perpendicular al pórtico)

En el plano perpendicular al pórtico el pandeo está impedido por estar soportando las jácenas el peso del forjado, luego $\chi_z = 1$.

Obtenidos los coeficientes de reducción por pandeo, se pasa a obtener el resto de coeficientes para poder realizar así la comprobación final. Como se ha dicho antes, la sección de las barras es de clase 3, luego α_y vale:

$$\alpha_y = 0,8$$

Según la Tabla 6.9 del DB SE-A se tiene que el coeficiente de interacción k_y , al igual que en el caso de los pilares, vale:

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 7270\text{mm}^2 \cdot 261,9\text{N/mm}^2 = 1904013\text{N}$$

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot 0,379 \cdot \frac{5340\text{ N}}{0,959 \cdot 1904013\text{ N}} = 1,001$$

Para obtener el valor de c_{my} el DB SE-A dice que "En las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras debe tomarse $c_{my} = 0,9$ ". En el caso de las jácenas, a diferencia de los pilares, la longitud de pandeo L_k es igual a la longitud de la barra L , luego el valor de c_{my} se obtendrá a partir de la Tabla 6.10 del DB SE-A:

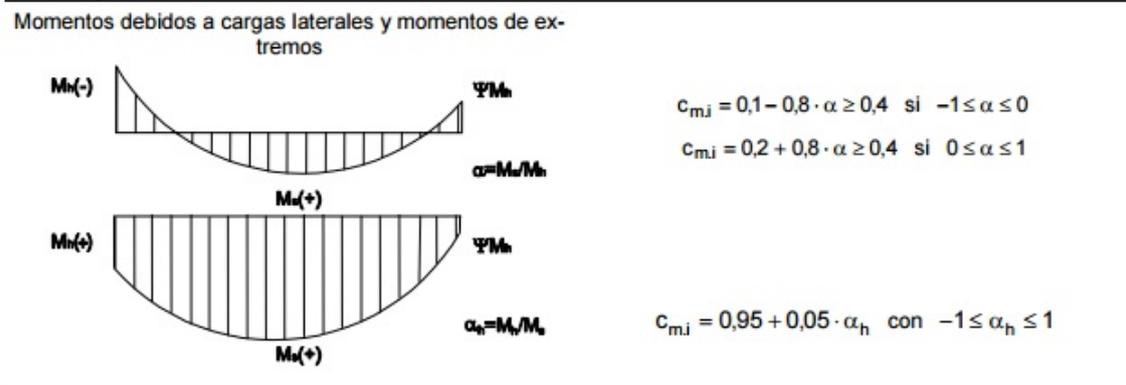


Tabla 38: Tabla 6.10 del DB SE-A. Coeficientes del momento equivalente

Para poder obtener el valor del coeficiente c_{my} se debe obtener primero el diagrama de momentos flectores en la barra 329 a partir de SAP 2000. En la siguiente captura de pantalla se muestra dicho diagrama:

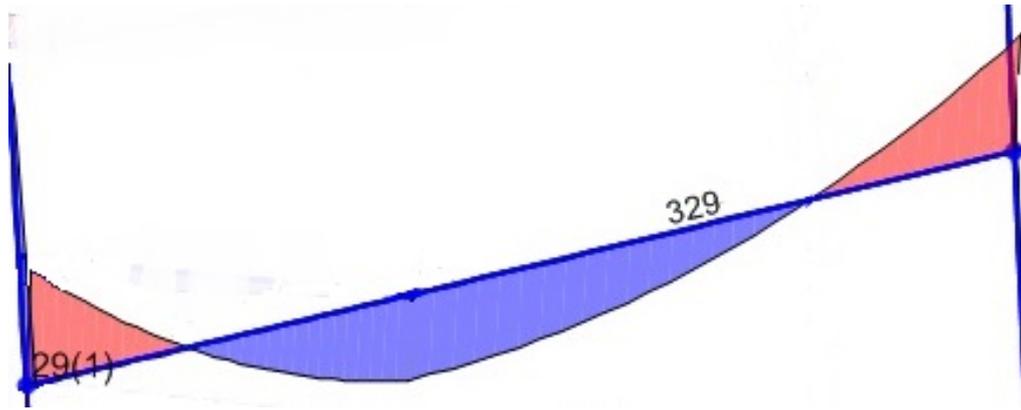


Figura 47: Diagrama de momentos flectores sobre la barra 329

El valor del factor α se obtiene a partir del momento flector máximo positivo y el momento flector máximo negativo:

$$\alpha = \frac{M_s}{M_h} = \frac{98,66 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (En } x = 1,8\text{m)}}{-141,7645 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (En } x = 4,93\text{m)}} = -0,69$$

Por lo tanto, a partir de la Tabla 6.10 antes citada se tiene que:

$$c_{my} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha = 0,1 - 0,8 \cdot (-0,69) = 0,652$$

Finalmente se tiene que:

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} 1/\chi_y \\ 1/\chi_z \end{bmatrix} \cdot \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \begin{bmatrix} 1 \\ \alpha_y \end{bmatrix} \cdot k_y \cdot \frac{c_{my} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \rightarrow \\ & \begin{bmatrix} 1/0,959 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \frac{5340 \text{ N}}{7270\text{mm}^2 \cdot 261,9\text{N/mm}^2} + \begin{bmatrix} 1 \\ 0,8 \end{bmatrix} \cdot 1,001 \cdot \frac{0,652 \cdot 141764500\text{N} \cdot \text{mm}}{903600\text{mm}^3 \cdot 261,9\text{N/mm}^2} = \\ & \begin{bmatrix} 0,39292 \\ 0,3148 \end{bmatrix} < \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el perfil IPE360 cumple ELU Resistencia de las Barras.

Comprobación de ELS Deformación (Criterio de Integridad) para IPE360

Para poder realizar esta comprobación se debe obtener primero el valor de la flecha máxima en la barra más solicitada (barra 329). Gracias al software SAP 2000 se obtiene que la flecha máxima bajo la combinación de acciones $Q + 0,5 \cdot N + 0,6 \cdot V$ de tipo característica vale $f = 0,000749\text{m}$ en $x = 2,77138\text{m}$. Dicho esto, el DB SE dice que "Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que $\frac{1}{300}$ ". Entonces se tiene que:

$$f_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{2 \cdot |x_i - x_j|} = \frac{|0,000749 - 0|}{2 \cdot |2,77138 - 0|} = 1,3513 \cdot 10^{-4} < \frac{1}{300}$$

Por lo tanto, el perfil IPE360 cumple ELS Deformación (Criterio de Integridad).

Comprobación de ELS Deformación (Criterio de Apariencia) para IPE360

Al igual que en el caso anterior, se debe obtener primero el valor de la flecha máxima en la barra más solicitada (barra 329). A través de SAP 2000 se obtiene que la flecha máxima bajo la combinación de acciones $G + 0,3 \cdot Q$ de tipo casi permanente aplicada anteriormente para poder comprobar ELS Deformación (Criterio de Apariencia) vale $f = 0,000811\text{m}$ en $x = 2,77138\text{m}$. Dicho esto, el DB SE dice que *“Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que $\frac{1}{300}$ ”*. Entonces se tiene que:

$$f_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{2 \cdot |x_i - x_j|} = \frac{|0,000811 - 0|}{2 \cdot |2,77138 - 0|} = 51,463 \cdot 10^{-4} < \frac{1}{300}$$

Por lo tanto, el perfil IPE360 cumple ELS Deformación (Criterio de Apariencia).

Finalmente se concluye que, puesto que el Perfil IPE360 cumple tanto los Estados Límite Últimos como los Estados Límite de Servicio, será el perfil utilizado para las jácenas y los zunchos de la estructura.

2.4. Dimensionado de las Placas de Anclaje

Según el DB SE-A, "En toda unión debe verificarse que los valores de cálculo de los efectos de las acciones E_d para cualquiera de las situaciones de cálculo (o combinaciones de acciones relevantes), no superan la correspondiente resistencia de cálculo R_d , esto es:

$$E_d \leq R_d "$$

Para realizar el dimensionado se van a considerar los esfuerzos en el extremo inferior del pilar más castigado que es, en este caso, la barra 101, cuyos listados de cálculo de SAP2000 se han mostrado anteriormente durante el dimensionado de los pilares y que se resumen a continuación:

N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}
1533,242 kN	0,166 kN	0,1651 kN·m

Tabla 39: Esfuerzos existentes sobre la placa de anclaje

La placa que se va a dimensionar, está formada por una base de acero S275JR con 4 anclajes en forma de patilla de acero corrugado B400S tal y como se muestra en la siguientes imágenes:

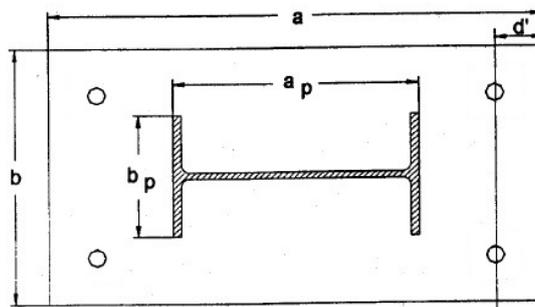


Figura 48: Plano en planta de la placa de anclaje a dimensionar



Figura 49: Esquema básico de la placa de anclaje a dimensionar

Para empezar con el dimensionado de la placa, se comienza por asumir una placa de dimensiones:

$$a = 160 + a_p + 160 = 2 \cdot 160 + 240 = 560 \text{ mm}$$

$$b = 80 + b_p + 80 = 2 \cdot 80 + 240 = 400 \text{ mm}$$

$$d' = 60 \text{ mm}$$

A continuación, para definir el área portante de la placa, se citará el punto 8.8.1 del DB SE- A apéndice 5: “La región de contacto en compresión, o área eficaz de apoyo de la basa, dependiente del espesor de esta, estará formada por la región de basa limitada por segmentos de recta paralelos a las caras de los perfiles que forman la sección de arranque del soporte, a una distancia máxima c de dichas caras.” La citada distancia c será:

$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}}$$

Siendo:

- t el espesor de la placa.
- f_{yd} resistencia de cálculo del acero de la basa.
- f_{jd} resistencia de cálculo del hormigón utilizado.

Puesto que la placa deberá soportar un esfuerzo a compresión muy grande se va a empezar el dimensionado con un espesor de:

$$t = 40 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se tiene que c vale:

$$c = 40 \cdot \sqrt{\frac{275/1,05}{3 \cdot 25/1,5}} = 91,55 \text{ mm}$$

En la siguiente imagen se muestra el área eficaz o área portante de la placa, obtenida gracias al cálculo de c :

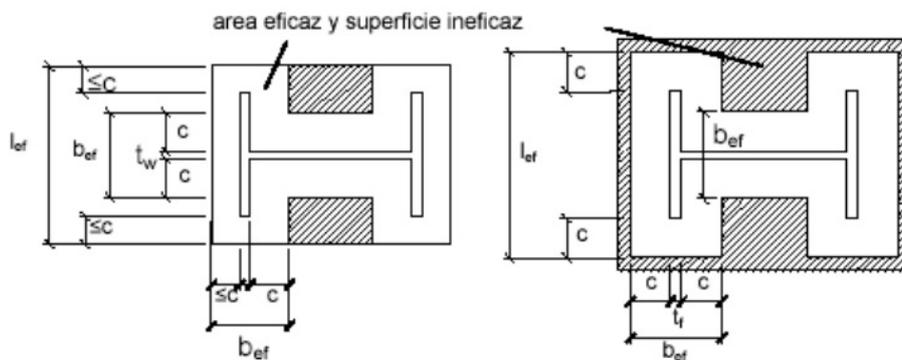


Figura 50: Descripción gráfica y acotada del área portante de la placa de anclaje

A continuación, antes de comprobar las dimensiones de la placa, se pasa a determinar si se trata de un caso de compresión compuesta o de flexión compuesta. Para saber si se trata de un caso de compresión compuesta bastará con verificar la siguiente expresión:

$$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \leq \frac{a}{6}$$

Sustituyendo se tiene:

$$\frac{0,1651}{1533,242} = 1,077 \cdot 10^{-7} < 0,0933 = \frac{0,56}{6}$$

Por lo tanto, se puede afirmar que se trata de un caso de compresión compuesta y se tendrá una distribución trapezoidal de tensiones aplicadas sobre la placa como la que se muestra a continuación:

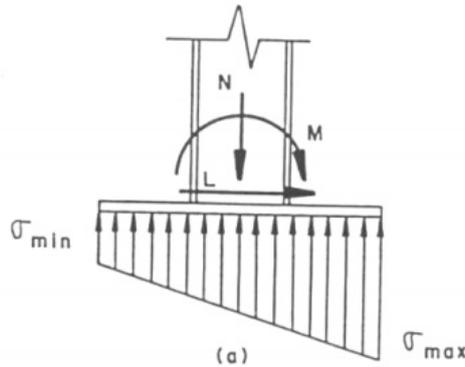


Figura 51: Distribución trapezoidal de tensiones aplicadas sobre la placa de anclaje

A continuación, se pasa a comprobar si las dimensiones de la placa con correctas en relación con lo citado en el primer párrafo del presente apartado. Las dimensiones de la placa serán correctas si se cumple la siguiente expresión:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{N_{Ed}}{A_p} + \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot y_{\text{máx}} < f_{jd} , \text{ siendo:}$$

- A_p el área portante, la cual se calcula como:

$$A_p = 2 \cdot (b_{ef} \cdot l_{ef}) + (c_{ef} \cdot d_{ef})$$

- I_p el momento de inercia del área portante, el cual se calcula como:

$$I_p = 2 \cdot \left(\frac{l_{ef} \cdot b_{ef}^3}{12} + (l_{ef} \cdot b_{ef}) \cdot d_1^2 \right) + \left(\frac{c_{ef} \cdot d_{ef}^3}{12} \right)$$

A continuación, se muestra gráficamente el valor de las variables para determinar el área portante A_p y el momento de inercia I_p :

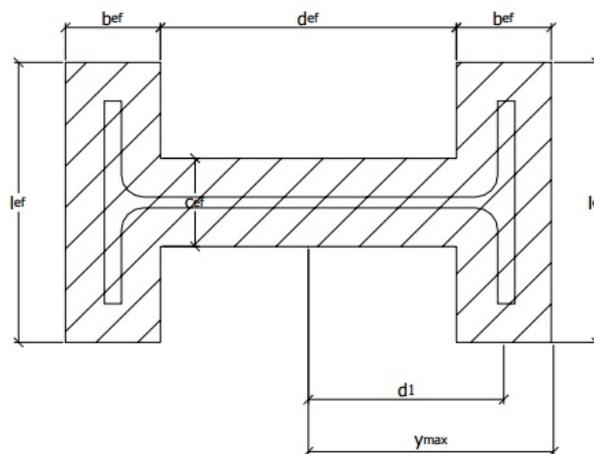


Figura 52: Superficie acotada del área portante de la placa de anclaje

- $y_{\text{máx}}$ la máxima distancia respecto al centro de gravedad del área portante.

Definidas todas las variables, se tiene que:

$$b_{\text{ef}} = 2 \cdot c + t_f = 2 \cdot 91,55 + 17 = 200,1 \text{ mm}$$

$$l_{\text{ef}} = 204 + 2 \cdot c = 240 + 2 \cdot 91,55 = 423,1 \text{ mm}$$

$$c_{\text{ef}} = 2 \cdot c + t_w = 2 \cdot 91,55 + 10 = 193,1 \text{ mm}$$

$$d_{\text{ef}} = (240 + 2 \cdot c) - 2 \cdot (2 \cdot c + t_f) = (240 + 2 \cdot 91,55) - 2 \cdot (2 \cdot 91,55 + 17) = 22,9 \text{ mm}$$

$$d_1 = \frac{240}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{240}{2} - \frac{17}{2} = 111,5 \text{ mm}$$

Se tiene entonces que el área portante vale:

$$A_p = 2 \cdot (200,1 \cdot 423,1) + (193,1 \cdot 22,9) = 173746,6 \text{ mm}^2$$

El momento de inercia del área portante vale:

$$I_p = 2 \cdot \left(\frac{423,1 \cdot 200,1^3}{12} + (423,1 \cdot 200,1) \cdot 111,5^2 \right) + \left(\frac{193,1 \cdot 22,9^3}{12} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow I_p = 2,431977 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

La máxima distancia respecto al centro de gravedad del área portante vale:

$$y_{\text{máx}} = \frac{240 + 2 \cdot c}{2} = \frac{240 + 2 \cdot 91,55}{2} = 211,55 \text{ mm}$$

Realizando finalmente la comprobación se tiene que:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{1533242}{173746,6} + \frac{165100}{2,431977 \cdot 10^9} \cdot 211,55 = 8,8389 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 16,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \frac{25}{1,5} = f_{jd}$$

A continuación, comprobando si la rigidez de la chapa es suficiente, se determinará si el espesor de la misma es válido o no. Para ello, se deberá verificar que:

$$M_{p,Rd} > M_{Ed}$$

Según el punto 8.8.1.7 apartado d) del DB SE-A "La capacidad resistente a momento flector $M_{p,Rd}$ por unidad de longitud en una línea de rotura de la basa se determinará de acuerdo a la expresión:

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} "$$

Por lo tanto se tiene que:

$$M_{p,Rd} = \frac{40^2 \cdot \frac{275}{1,05}}{4} = 104761,9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_{\text{máx}} \cdot c^2}{2} = \frac{8,8389 \cdot 91,55^2}{2} = 37041 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Entonces, como $M_{p,Rd} > M_{Ed}$ se puede afirmar que la placa tiene suficiente espesor.

A continuación se pasa a realizar el dimensionado de los anclajes. Para seleccionar el diámetro de los mismos se deberán cumplir las siguientes expresiones:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,1 \cdot N_{Ed}$$

$A_s \geq 4\text{‰}$ de la superficie de la placa

A partir de la primera expresión se tiene que:

$$A_s \geq \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 1533242}{\frac{400}{1,15}} = 440,8 \text{ mm}^2 = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \rightarrow$$
$$\rightarrow \phi = \sqrt{\frac{440,8 \cdot 4}{\pi}} = 23,69 \text{ mm}$$

Se adopta un diámetro inicial de $\phi = 25$ mm. Ahora se comprueba si este diámetro es suficiente con la segunda expresión:

$$\frac{\pi \cdot 25^2}{4} = 490,87 \text{ mm}^2 < 896 \text{ mm}^2 = 4\text{‰} \text{ de la superficie de la placa}$$

Como no cumple, se aumenta el diámetro a 32 mm:

$$\frac{\pi \cdot 32^2}{4} = 804,25 \text{ mm}^2 < 896 \text{ mm}^2 = 4\text{‰} \text{ de la superficie de la placa}$$

Como no cumple, se aumenta el diámetro a 40 mm:

$$\frac{\pi \cdot 40^2}{4} = 1256,6 \text{ mm}^2 > 896 \text{ mm}^2 = 4\text{‰} \text{ de la superficie de la placa}$$

Por lo tanto, el diámetro de los anclajes será $\phi = 40$ mm. Se pasa ahora a dimensionar la longitud de los anclajes. Según el apartado 69.5.1 del EHE-08 "*La longitud neta de anclaje $l_{b,net}$ no podrá adoptar valores inferiores al mayor de los tres siguientes:*

- $10 \cdot \phi$
- 150 mm
- $\frac{2}{3} \cdot l_b$

Según el EHE-08, la longitud básica de anclaje l_b se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$l_b = m \cdot \phi^2 \geq \phi \cdot f_{yk}/20$$

donde el valor de m se obtiene a partir de la Tabla 69.5.1.2.a del EHE-08:

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	m	
	B 400 S	B 500 S
	B400SD	B 500SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥50	0,7	1,0

Tabla 40: Tabla 69.5.1.2.a del EHE-08. Coeficiente m necesario para la obtención de la longitud básica de anclaje l_b

Por lo tanto se tiene que:

$$l_b = 1,2 \cdot 40^2 = \mathbf{1920 \text{ mm}} > \frac{40 \cdot 400}{20} = 800 \text{ mm}$$

La longitud neta de anclaje se define en el EHE-08 como:

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \text{ siendo:}$$

- A_s armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.
- $A_{s,real}$ armadura realmente existente en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.
- β factor de reducción”, definido en la Tabla 69.5.1.2.b del EHE-08:

Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	– 1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7 (*)	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

Tabla 41: Tabla 69.5.1.2.b del EHE-08. Factor de reducción β

La longitud neta de anclaje será:

$$l_{b,neto} = 1920 \cdot 1 \cdot \frac{896}{1256,6} = 1369,02 \text{ mm} > \left\{ \begin{array}{l} * 10 \cdot \phi = 400\text{mm} \\ * 150\text{mm} \\ * \frac{2}{3} \cdot l_b = 1280\text{mm} \end{array} \right\}$$

Por lo tanto, la longitud de los anclajes será de 1369,02 mm. En resumen, se tiene una placa con las siguientes características:

- **Dimensiones de la placa (S275JR): 560x400x40 mm³**
- **Dimensiones de los anclajes(B400S): $\phi = 40\text{mm}$; $l_{b,\text{neto}} = 1369,02\text{mm}$**

2.5.Cálculo de las Cimentaciones

Para poder hacer el cálculo de las dimensiones de las zapatas se van a considerar las reacciones en la base del pilar más castigado, es decir, en el extremo inferior de la barra 101 considerada anteriormente para el dimensionado de las placas de anclaje. Se tiene entonces que:

$M_{Ed} = 0,1651 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N_{Ed} = 1533,242 \text{ kN}$	$V_{Ed} = 0,166 \text{ kN}$
---------------------------------------------	--------------------------------	-----------------------------

Tabla 42: Resumen de esfuerzos aplicados sobre la zapata que soporta la barra 101.

A continuación se va a verificar la estabilidad de la cimentación. Según el DB SE-C “el equilibrio de la cimentación (estabilidad al vuelco o estabilidad frente a la subpresión) quedará verificado si para las situaciones de dimensionado pertinentes se cumple la condición:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

Siendo:

- $E_{d,dst}$ el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.
- $E_{d,stb}$ el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras”

Considerando los coeficientes parciales de la Tabla 2.1 del DB SE-C se tiene que:

$$\gamma_{E,dst} \cdot E_{dst} \leq \gamma_{E,stb} \cdot E_{stb}$$

Los coeficientes parciales de seguridad se obtienen, como se acaba de decir, de la Tabla 2.1 del DB SE-C considerando la situación de dimensionado Persistente y el tipo Vuelco:

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
Pantallas					
Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0	
Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0	
Rotación o traslación					
Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0	
Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0	
Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0	

Tabla 43: Tabla 2.1 del DB SE-C. Coeficientes de seguridad parciales para el hormigón.

El esquema de acciones que se va a utilizar para el dimensionado de la zapata es el siguiente:

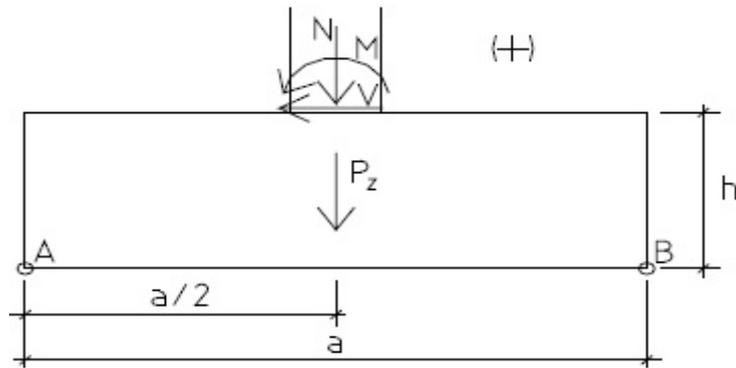


Figura 53: Esquema de acciones actuantes sobre una zapata cualquiera

Para comprobar la estabilidad al vuelco de la zapata se va a comparar los momentos producidos por las acciones en el punto A de la zapata (señalado en el esquema anterior) con el momento producido por las acciones estabilizadoras en el punto A de la zapata:

$$M_{d,dst} \leq M_{d,stb}$$

Es decir:

$$\gamma_{E,dst} \cdot \left[M_{Ed} + h \cdot V_{Ed} - N_{Ed} \cdot \frac{a}{2} \right] \leq \gamma_{E,stb} \cdot \left[\frac{a^2}{2} \cdot b \cdot h \cdot \gamma_h \right]$$

Teniendo en cuenta que la placa de anclaje tiene unas dimensiones de 560x400x40 mm con pernos de longitud $l_{b,neto} = 1369,02$ mm, se va a empezar el dimensionado con una zapata de dimensiones $a = 1$ m, $b = 1$ m y canto $h = 1,5$ m. Los coeficientes parciales de seguridad, obtenidos a partir de la tabla anterior son $\gamma_{E,dst} = 1,8$ y $\gamma_{E,stb} = 0,9$. Se comprueba si la zapata cumple la condición de estabilidad:

$$\begin{aligned} 1,8 \cdot \left[0,1651 \text{kN} \cdot \text{m} + 1,5 \text{m} \cdot 0,166 \text{kN} - 1533,242 \text{kN} \cdot \frac{1 \text{m}}{2} \right] \\ \leq 0,9 \cdot \left[\frac{(1 \text{m})^2}{2} \cdot 1 \text{m} \cdot 1,5 \text{m} \cdot \frac{25 \text{kN}}{\text{m}^3} \right] \rightarrow \\ -1379,17 \text{kN} \cdot \text{m} < 16,875 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Por lo tanto la zapata de dimensiones 1x1 m y 1,5 m de canto cumple la condición de estabilidad al vuelco (ELU vuelco) y será la utilizada para la cimentación de la estructura.

A continuación, se muestra un esquema de la cimentación del edificio, vista en planta:

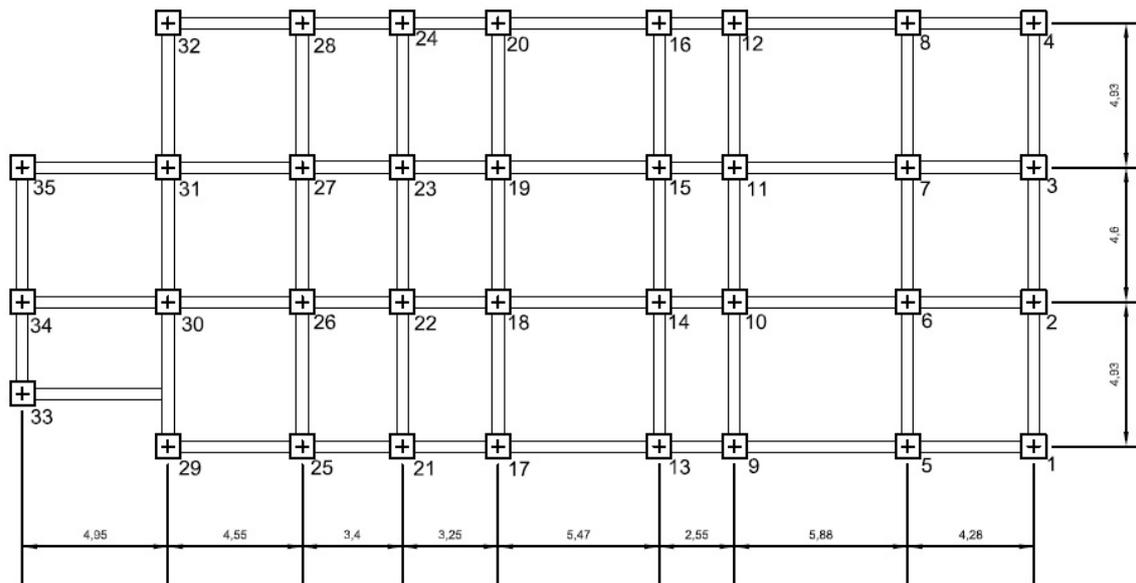


Figura 54: Plano en planta de la cimentación del edificio

3.Anexo 2: Presupuesto

La definición de todas y cada una de las partidas del presente presupuesto se ha hecho en base a la definición dada por la web www.generadordeprecios.info perteneciente a CYPE Ingenieros S.A. para dichas partidas.

3.1.Capítulo 1: Acondicionamiento del terreno

3.1.1.Partida 1.1: Desbroce y limpieza (m²)

“Desbroce y limpieza del terreno, hasta una profundidad mínima de 0,25 cm, con medios mecánicos, retirada de los materiales excavados y carga a camión, sin incluir transporte a vertedero autorizado.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 1.1	962,13	0,73	702,36
Total del Capítulo	-	-	702,36

Tabla 44: Resumen del presupuesto de la Partida 1.1 y del Capítulo 1

3.2.Capítulo 2: Acero

3.2.1.Partida 2.1: Acero en pilares (kg)

“Acero S275JR en pilares, con piezas simples de perfiles laminados en caliente de la series HEB 240 con uniones soldadas. Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica. Oficial 1ª y Ayudante montador de estructura metálica.”

	Medición (kg)	Precio unitario (€/kg)	Total (€)
Partida 2.1	37737,024	2,13	80379,87

Tabla 45: Resumen del presupuesto de la Partida 2.1

3.2.2.Partida 2.2: Acero en zunchos y jácenas (kg)

“Acero S275JR en vigas, con piezas simples de perfiles laminados en caliente de la serie IPE 360 con uniones soldadas. Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica. Oficial 1ª y Ayudante montador de estructura metálica.”

	Medición (kg)	Precio unitario (€/kg)	Total (€)
Partida 2.2	58089,543	2,13	123730,73

Tabla 46: Resumen del presupuesto de la Partida 2.2

3.2.3.Partida 2.3: Placas de anclaje (u)

“Placa de anclaje de acero S275JR en perfil plano, de 560x400 mm y espesor 40 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B400S de 40 mm de diámetro y 137 cm de longitud total. Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica. Oficial 1ª y Ayudante montador de estructura metálica.”

	Medición (u)	Precio unitario (€/u)	Total (€)
Partida 2.3	35	126,91	4441,85

Tabla 47: Resumen del presupuesto de la Partida 2.3

3.2.4.Resumen Capítulo 2

	Total (€)
Partida 2.1	80379,87
Partida 2.2	123730,73
Partida 2.3	4441,85
Total Capítulo 2	208552,45

Tabla 48: Resumen del presupuesto del Capítulo 2

3.3.Capítulo 3: Cimentación

3.3.1.Partida 3.1: Zapatas de hormigón armado (u)

“Zapata de cimentación de hormigón armado, de dimensiones 1x1x1,5 m, realizada con hormigón HA-25/P/12/IIa fabricado en central y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B400S, con una cuantía de 50 kg/m³, sin incluir encofrado. Oficial 1ª y Ayudante ferrallista. Oficial 1ª estructurista y Ayudante estructurista, en trabajos de puesta en obra del hormigón.”

	Medición (u)	Precio unitario (€/u)	Total (€)
Partida 3.1	35	139,41	4879,35
Total del Capítulo	-	-	4879,35

Tabla 49: Resumen del presupuesto de la Partida 3.1 y del Capítulo 3

3.4. Capítulo 4: Solados, cubiertas y forjados

3.4.1. Partida 4.1: Solado de Terrazo sobre mortero, 50mm espesor (m²)

“Solado de baldosas de terrazo microgramo (menor o igual a 6 mm), clasificado de uso normal para interiores, 40x40 cm, color Marfil, colocadas a golpe de maceta sobre lecho de mortero de cemento industrial M-5, y rejuntadas con lechada de cemento blanco BL-V 22,5 coloreada con la misma tonalidad de las baldosas.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 4.1	1501,88	25,26	37937,49

Tabla 50: Resumen del presupuesto de la Partida 4.1

3.4.2. Partida 4.2: Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida (m²)

“Cubierta plana transitable, no ventilada, con solado fijo, tipo invertida, pendiente del 1% al 5%, para tráfico peatonal privado, compuesta de: arcilla expandida de 350 kg/m³, capa separadora bajo impermeabilización de fibras de poliéster con resistencia a tracción longitudinal y transversal de 4,2 kN/m, lámina impermeabilizante flexible de PVC-P(fv) de 1,2 mm de espesor, otra capa separadora bajo impermeabilización de fibras de poliéster con resistencia a tracción longitudinal y transversal de 4,2 kN/m, aislamiento térmico con panel rígido de poliestireno extruido de 40 mm de espesor, capa de protección de baldosas de gres rústico 4/3/-/E, 20x20 cm colocadas sobre capa de regularización de mortero de cemento industrial M-5. Oficial 1ª y Peón ordinario de construcción. Oficial 1ª y Ayudante aplicador de láminas impermeabilizantes. Oficial 1ª y Ayudante montador de aislamientos. Oficial 1ª y Ayudante solador.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 4.2	469,56	80,58	37837,15

Tabla 51: Resumen del presupuesto de la Partida 4.2

3.4.3. Partida 4.3: Forjado a base de losas alveolares prefabricadas de hormigón (m²)

“Losas de placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado, de canto 20 cm y 61,28 kN·m/m de momento flector último, apoyada directamente. El relleno de juntas entre placas se realiza con hormigón HA-25/B/12/Ila fabricado en central, y vertido con cubilete. Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 30 t y 27 m de altura máxima de trabajo. Oficial 1ª y Ayudante montador de estructura prefabricada de hormigón.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 4.3	1997,34	62,36	124554,12

Tabla 52: Resumen del presupuesto de la Partida 4.3

3.4.4. Resumen Capítulo 4

	Total (€)
Partida 4.1	37937,49
Partida 4.2	37837,15
Partida 4.3	124554,12
Total Capítulo 4	200328,76

Tabla 53: Resumen del presupuesto del Capítulo 4

3.5. Capítulo 5: Cerramientos, Tabiques, Enlucidos y Antepechos.

3.5.1. Partida 5.1: Cerramientos. Paneles de hormigón armado (m²)

“Cerramiento de fachada formado por paneles prefabricados, lisos, de hormigón armado de 16 cm de espesor, 3 m de anchura máxima, acabado liso de color gris a una cara, montaje horizontal. Grúa autopropulsada de brazo telescópico con una capacidad de elevación de 30 t y 27 m de altura máxima de trabajo. Oficial 1ª y Ayudante montador de paneles prefabricados de hormigón.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 5.1	996,8128	90,58	90291,31

Tabla 54: Resumen del presupuesto de la Partida 5.1

3.5.2. Partida 5.2: Tabiquería (m²)

“Partición (separación de diferentes unidades de uso), sistema tabique TC7+MA2+LM40+MA2+TC7 “PANELSYSTEM”, de 190 mm de espesor total, compuesta por: una primera hoja de panel aligerado de yeso reforzado con fibra de vidrio TC-7 “PANELSYSTEM” de 70 mm de espesor, aislamiento formado por dos membranas acústicas de 2 mm de espesor cada una con una capa intermedia de panel rígido de lana mineral de 40 mm de espesor y una segunda hoja de panel aligerado de yeso reforzado con fibra de vidrio TC-7 “PANELSYSTEM” de 70 mm de espesor. Oficial 1ª y Ayudante montador de prefabricados interiores.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 5.2	635,3127	64,96	41269,92

Tabla 55: Resumen del presupuesto de la Partida 5.2

3.5.3.Partida 5.3: Enlucido de Yeso (m²)

“Enlucido a base de yeso de construcción y conglomerantes, colocado sobre una superficie horizontal a una altura de 3 m o superior. Oficial 1ª y Ayudante yesero.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 5.3	1445,553	2,59	3743,99

Tabla 56: Resumen del presupuesto de la Partida 5.3

3.5.4.Partida 5.4: Barandillas para balcones (m)

“Barandilla en forma recta de fachada de 100 cm de altura de aluminio anodizado color natural, formada por: bastidor compuesto de barandal superior e inferior de perfil cuadrado de 40x40 mm, montantes de perfil cuadrado de 40x40 mm con una separación de 100 cm entre ellos y entrepaño para relleno de los huecos del bastidor compuesto de placa laminada compacta de alta presión (HPL) para balcones, acabado blanco, textura satinada Satin. Oficial 1ª y Ayudante cerrajero.”

	Medición (m)	Precio unitario (€/m)	Total (€)
Partida 5.4	95,86	132,8	12730,21

Tabla 57: Resumen del presupuesto de la Partida 5.4

3.5.5.Partida 5.5: Antepechos para la azotea (m)

“Antepecho de hormigón armado, de 1,25 m de alto y 0,2 m de ancho, realizado con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B500S, cuantía 45 kg/m. Oficial 1ª y Ayudante estructurista.”

	Medición (m)	Precio unitario (€/m)	Total (€)
Partida 5.5	95,03	99,3	9436,48

Tabla 58: Resumen del presupuesto de la Partida 5.5

3.5.6. Resumen Capítulo 5

	Total (€)
Partida 5.1	90291,31
Partida 5.2	41269,92
Partida 5.3	3743,99
Partida 5.4	12730,21
Partida 5.5	9436,48
Total Capítulo 5	157471,91

Tabla 59: Resumen del presupuesto del Capítulo 5

3.6. Capítulo 6: Escalera

3.6.1. Partida 6.1: Escalera de hormigón HA-25/P/20/IIa (m²)

“Escalera de hormigón visto, con losa de escalera y peldaño de hormigón armado, de 20 cm de espesor, realizada con hormigón HA-25/P/20/IIa fabricado en central y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B500S 25 kg/m³, quedando visto el hormigón del fondo y de los laterales de la losa; montaje y desmontaje de sistema de encofrado recuperable de madera. Oficial 1ª y Ayudante estructurista.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 6.1	37,7145	169,38	6388,09
Total del Capítulo	-	-	6388,09

Tabla 60: Resumen del presupuesto de la Partida 6.1 y del Capítulo 6

3.7.Presupuesto de Ejecución Material

	Total (€)
Capítulo 1: Acondicionamiento del terreno	702,36
Capítulo 2: Acero	208552,45
Capítulo 3: Cimentación	4879,35
Capítulo 4: Solados, Cubiertas y Forjados	200328,76
Capítulo 5: Cerramientos, Tabiques, Enlucidos y Antepechos	157471,91
Capítulo 6: Escalera	6388,09
Total	578322,92

Tabla 61: Presupuesto de Ejecución Material, resumido por Capítulos

El presupuesto de Ejecución Material asciende a la cantidad de:

578322,92 €

QUINIENTOS SETENTA Y OCHO MIL TRESCIENTOS VEINTIDÓS EUROS

CON NOVENTA Y DOS CÉNTIMOS.

3.8.Presupuesto de Ejecución por Contrata

	Total (€)
Presupuesto de Ejecución Material	578322,92
13% de beneficio industrial	75181,98
5% de gastos generales	28916,15
21% IVA	121447,82
Total	803868,87

Tabla 62: Presupuesto de Ejecución por Contrata

El presupuesto de Ejecución por Contrata asciende a la cantidad de:

803868,87 €

OCHOCIENTOS TRES MIL OCHOCIENTOS SESENTA Y OCHO EUROS

CON OCHENTA Y SIETE CÉNTIMOS

4.Anexo 3: Pliego de Condiciones

Según la norma UNE 157001:2014 punto 9, *“El Pliego de Condiciones es uno de los documentos que constituyen el Proyecto y tiene como misión establecer las condiciones técnicas, económicas, administrativas, facultativas y legales para que el objeto del Proyecto pueda materializarse en las condiciones especificadas, evitando posibles interpretaciones diferentes de las deseadas.”*

No obstante, en este Trabajo Final de Grado, no se incluirá Pliego de Condiciones por recomendación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales.

5.Anexo 4: Planos

5.1. Planos de localización y emplazamiento



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR INGENIEROS
INDUSTRIALES VALÈNCIA

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS
INDUSTRIALES

Proyecto:

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA
METÁLICA DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN
LIBRIA (VALÈNCIA)

Plano:

PLANO DE LOCALIZACIÓN DEL EDIFICIO

Autor:

Bernat Albiñana Egea

Fecha:

Septiembre 2015

Escala:

1:2000

Nº Plano:

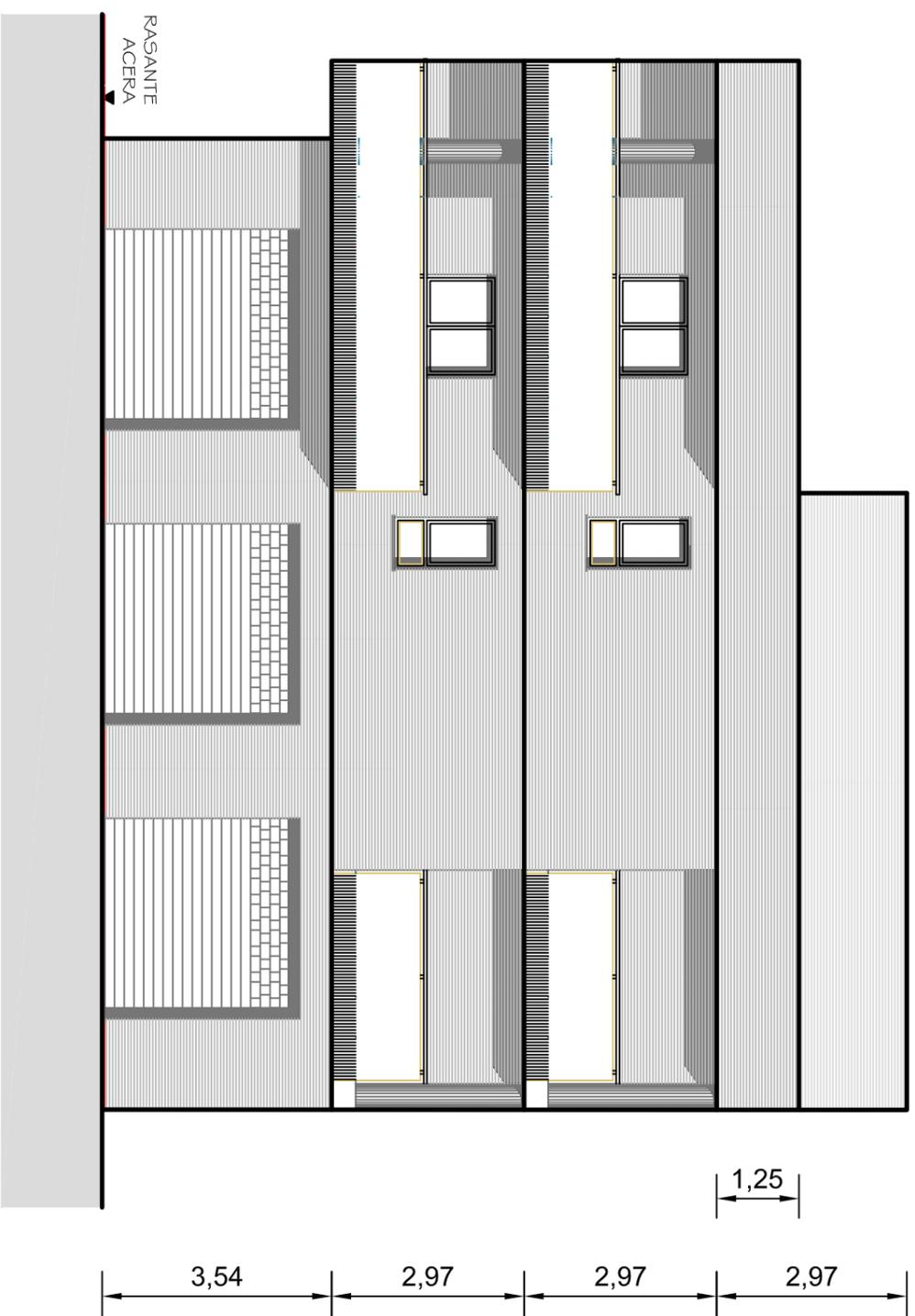
01



5.2. Planos del alzado del edificio



ALZADO FACHADA LARGA



ALZADO FACHADA CORTA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR INGENIEROS
INDUSTRIALES VALENCIA

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS
INDUSTRIALES

Proyecto:

**DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA
METÁLICA DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN
LLÍRIA (VALENCIA)**

Plano:

PLANO DEL ALZADO DE LA FACHADA CORTA

Autor:

Bernat Albiñana Egea

Fecha:

Septiembre 2015

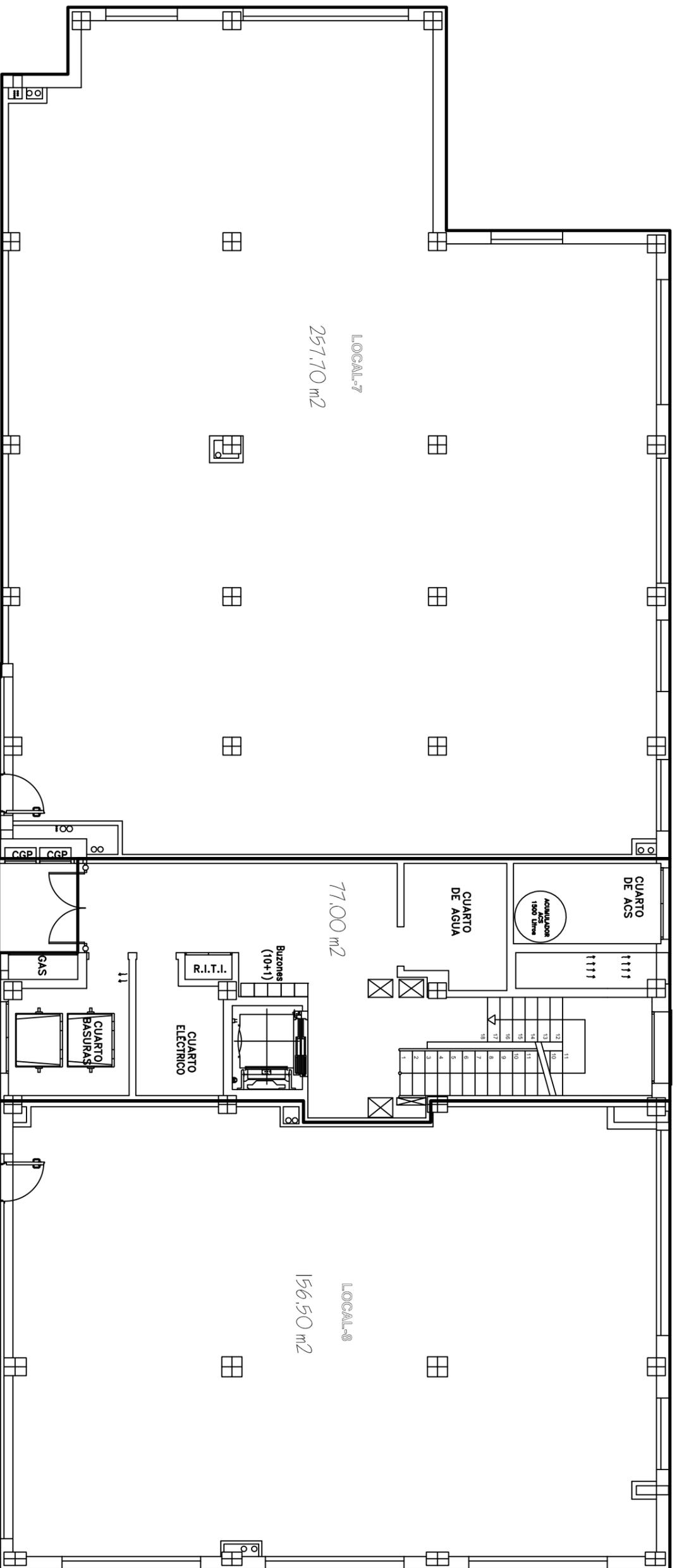
Escala:

1:100

Nº Plano:

04

5.3. Planos de distribución del edificio



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR INGENIEROS
INDUSTRIALES VALENCIA

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES

Proyecto:

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LÍRRIA (VALENCIA)

Plano:

PLANO DE DISTRIBUCIÓN DE LA PLANTA BAJA

Autor:

Bernat Albiñana Egea

Fecha:

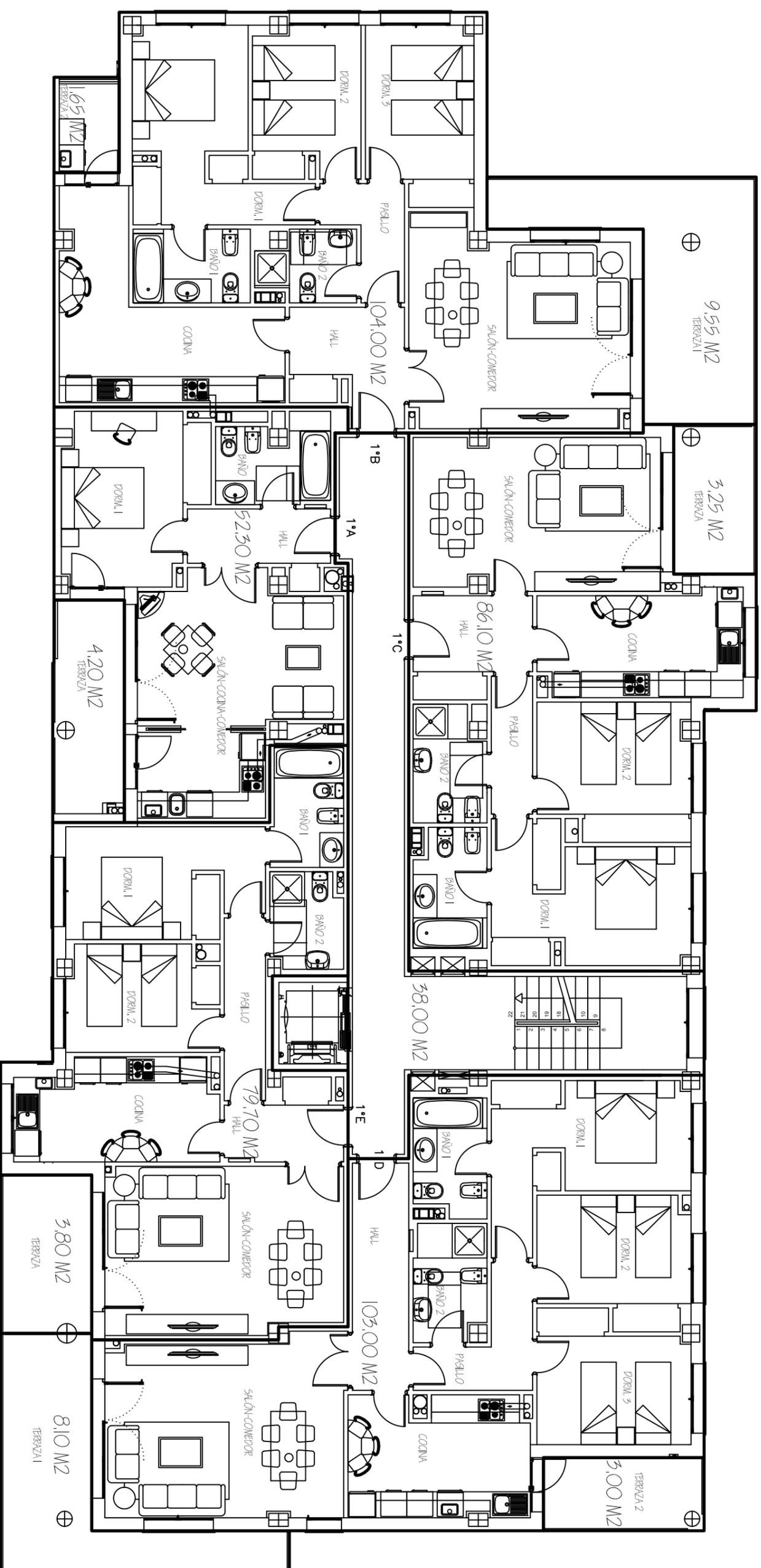
Septiembre 2015

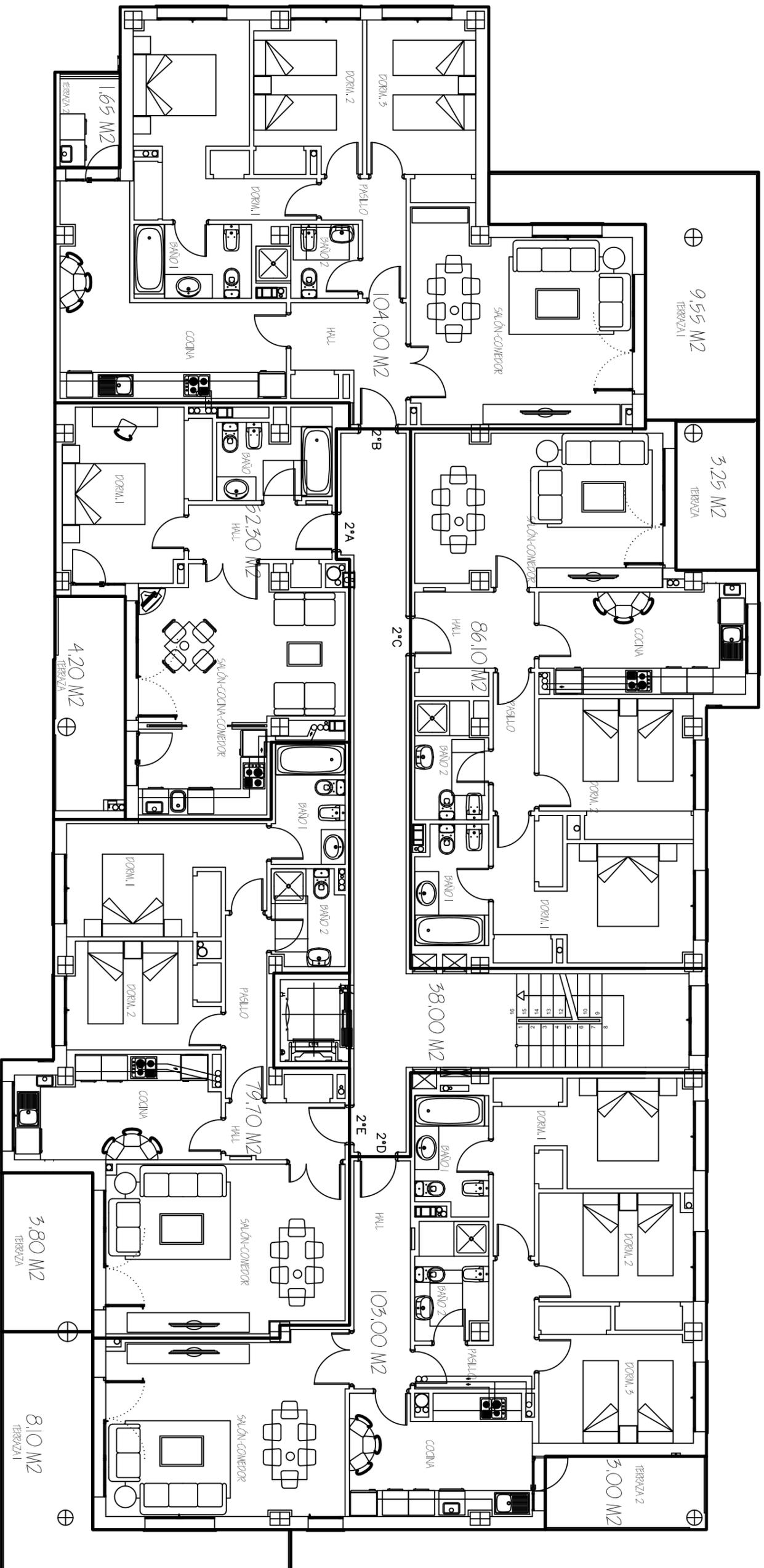
Escala:

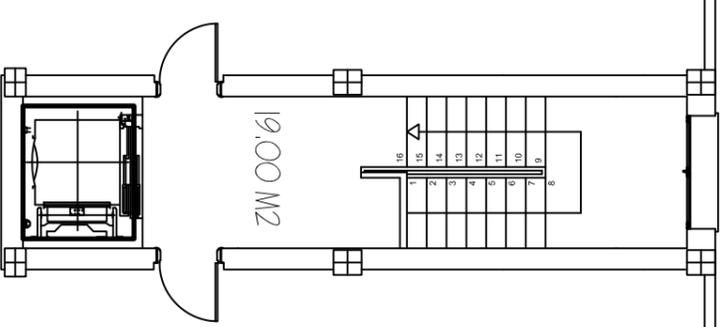
1:100

Nº Plano:

05



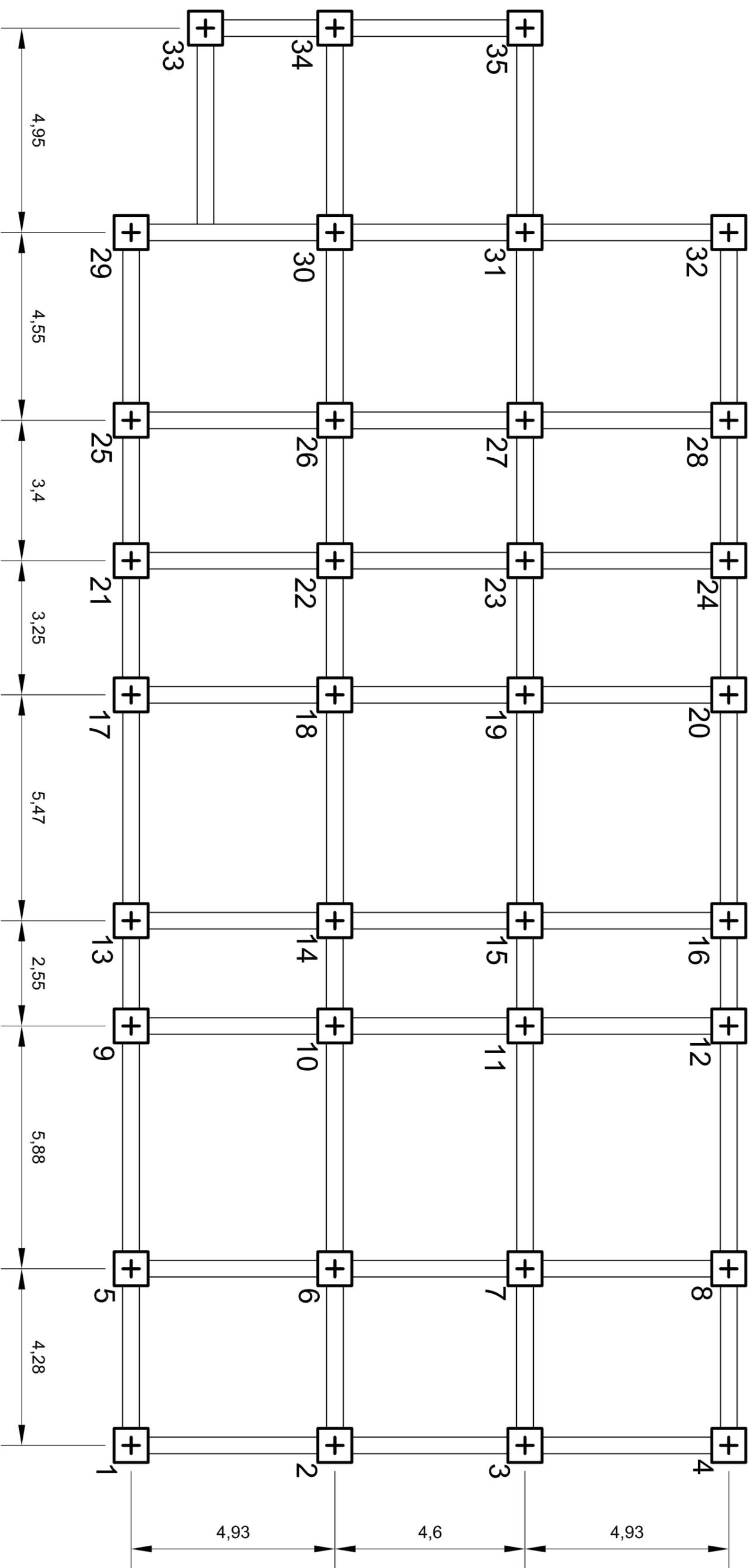




TERRAZA

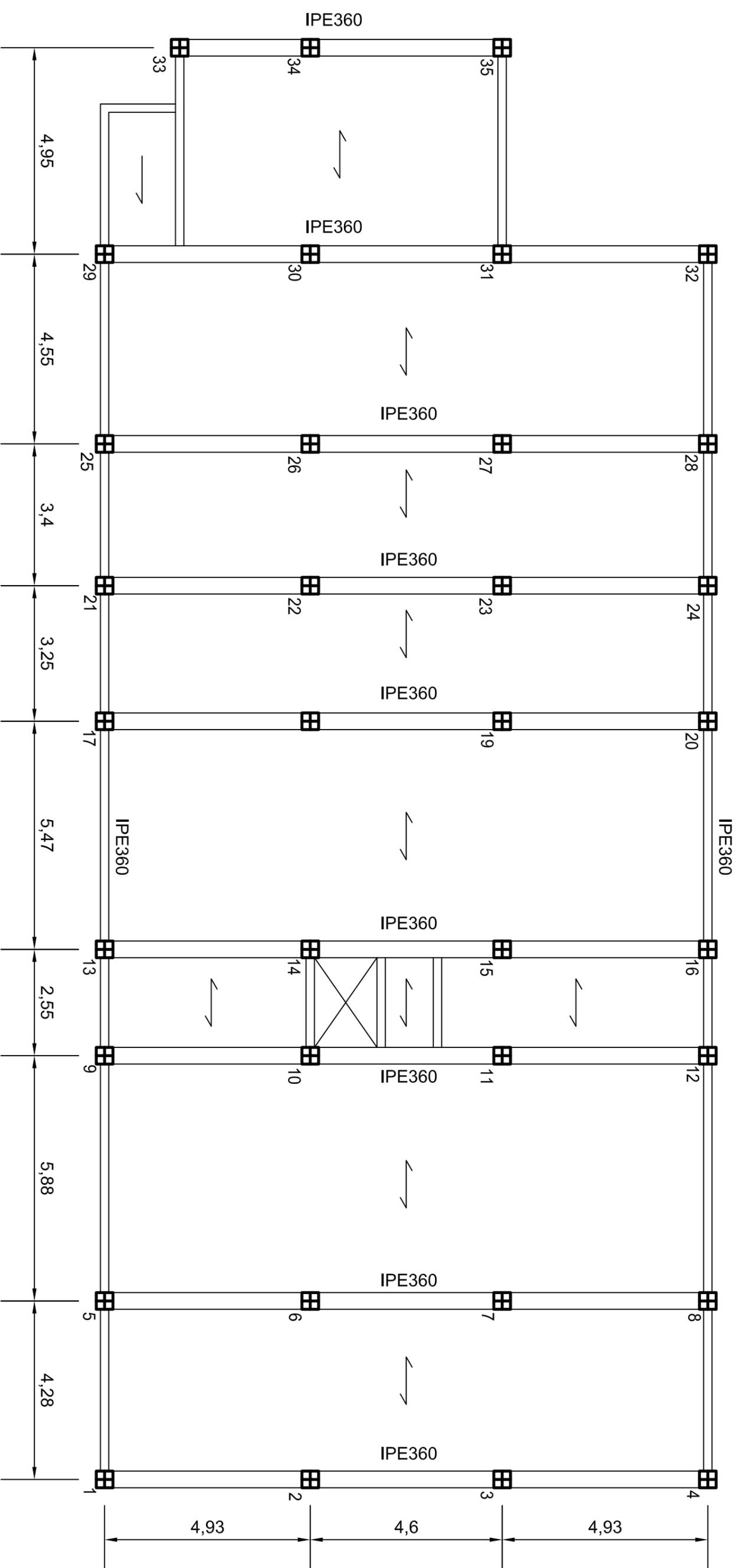
TERRAZA

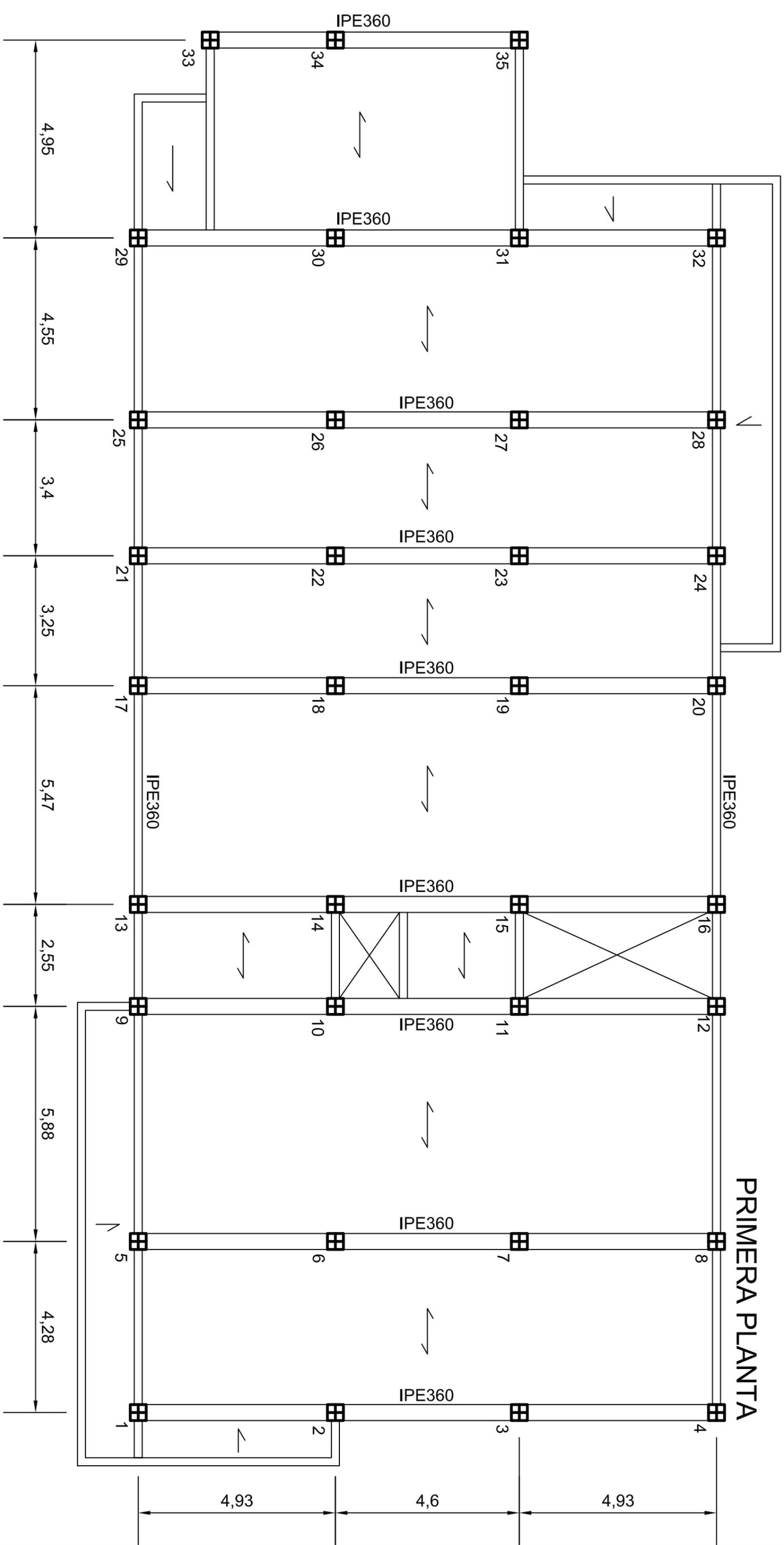
5.4.Plano de la cimentación del edificio



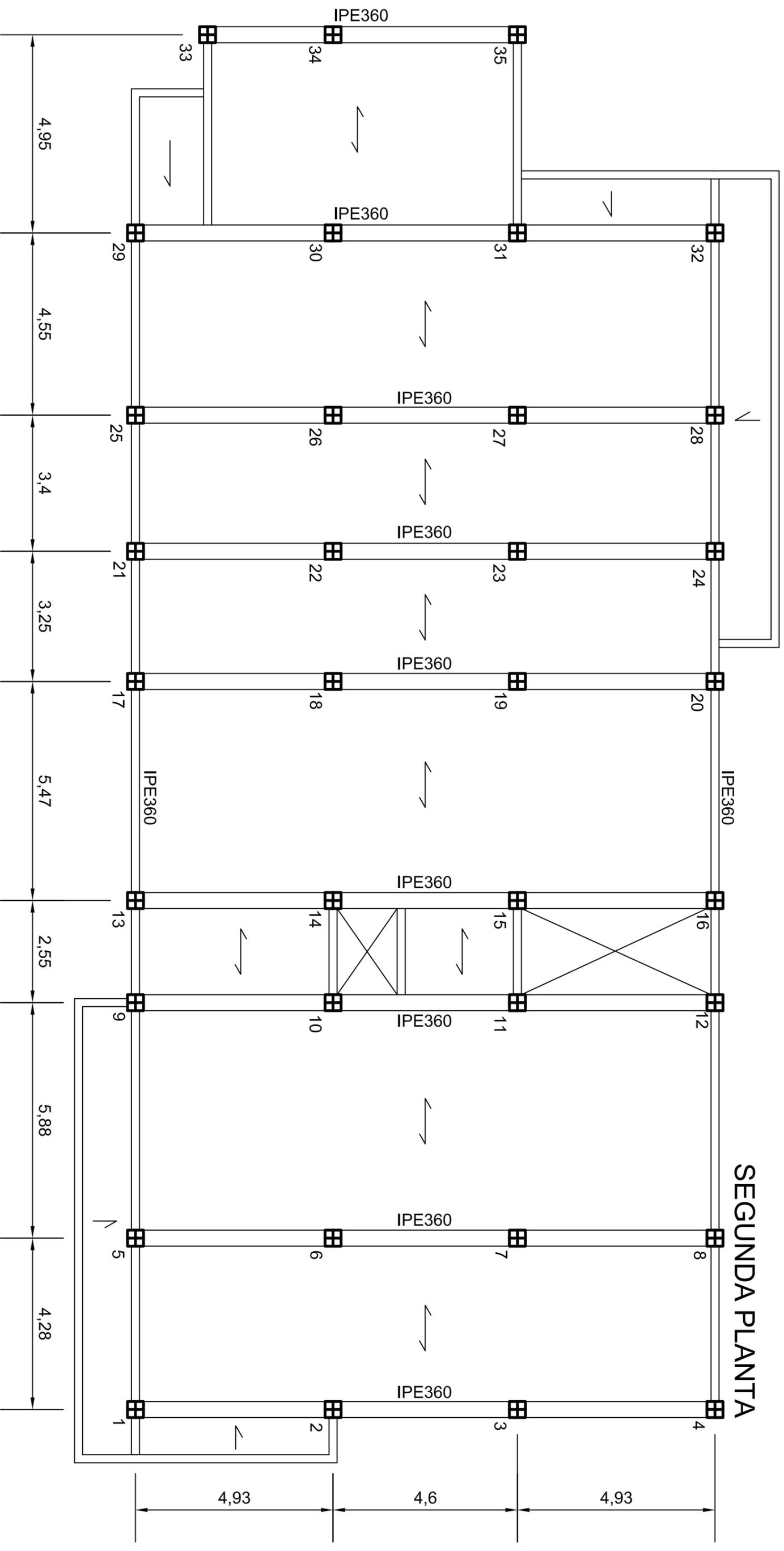
5.5. Planos del forjado del edificio

PLANTA BAJA

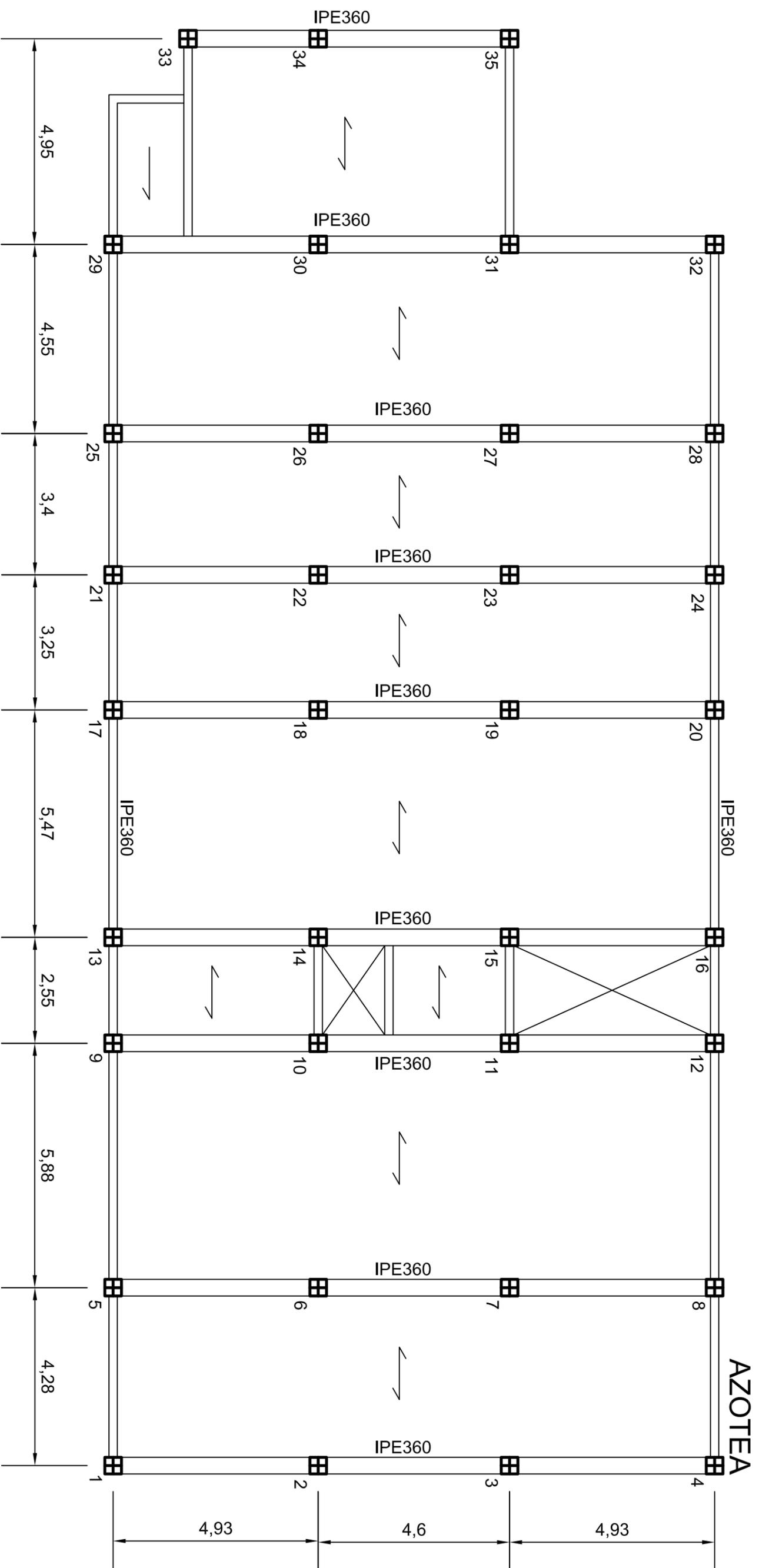


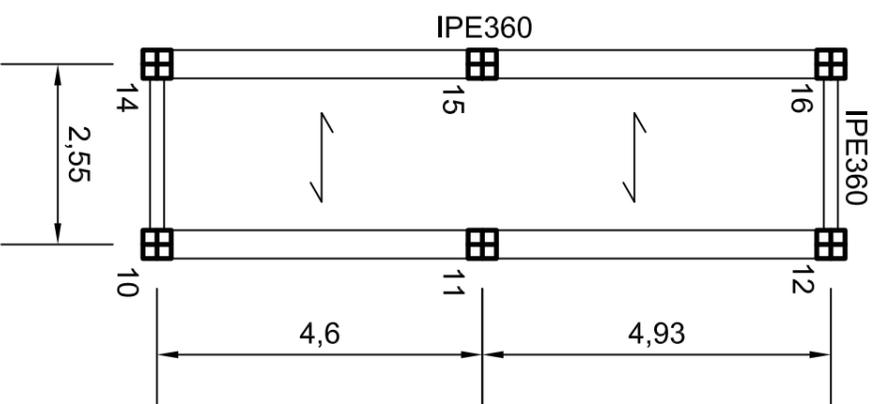


PRIMERA PLANTA

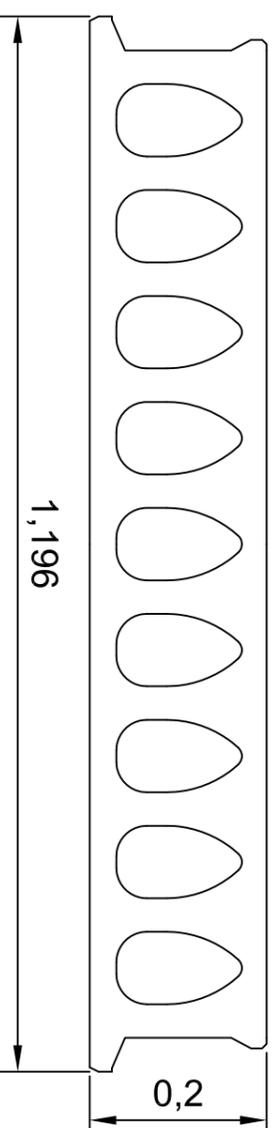


SEGUNDA PLANTA



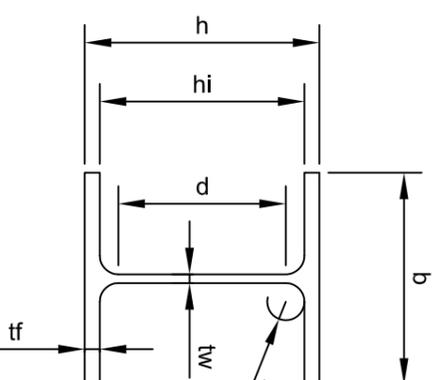


TECHO CASETA AZOTEA



SECCIÓN LOSA ALVEOLAR PREFABRICADA

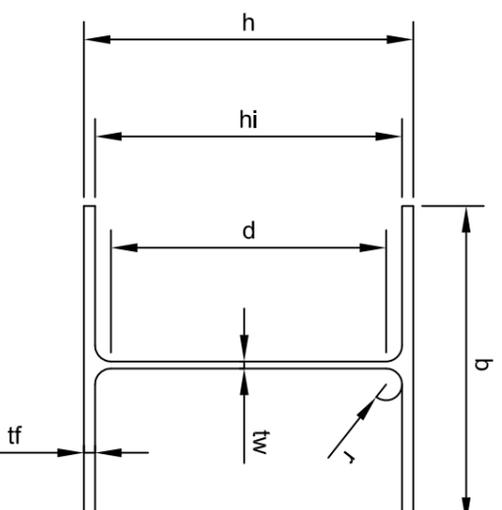
CUADRO DE PILARES



HEB 240	
h = 240 mm	r = 21 mm
b = 240 mm	d = 164 mm
tw = 10 mm	hi = 206 mm
tf = 17 mm	
A = 106 cm ²	M = 83.2 kg/m
Iy = 11260 cm ⁴	Iz = 3923 cm ⁴
Wy = 938.3 cm ³	Wz = 326.9 cm ³
Wply = 1053.2 cm ³	Wplz = 498.4 cm ³
Iy = 10.31 cm	iz = 6.08 cm
It = 103.9 cm ⁴	Iw = 487675 cm ⁶
Sy = 526.6 cm ³	Avz = 33.23 cm ²
sy = 21.4 cm	

Perfil utilizado en todos los pilares y en todas las alturas del edificio

CUADRO DE VIGAS



IPE 360	
h = 360 mm	r = 18 mm
b = 170 mm	d = 298.6 mm
tw = 8 mm	hi = 206 mm
tf = 12.7 mm	
A = 72.7 cm ²	M = 57.1 kg/m
Iy = 16267 cm ⁴	Iz = 1043 cm ⁴
Wy = 903.7 cm ³	Wz = 122.8 cm ³
Wply = 1019.2 cm ³	Wplz = 191.1 cm ³
Iy = 14.95 cm	iz = 3.79 cm
It = 37.4 cm ⁴	Iw = 314646 cm ⁶
Sy = 509.6 cm ³	Avz = 35.14 cm ²
sy = 31.9 cm	

Perfil utilizado para todos los zunchos y jácenas