

ANEJO V: CONTRUCCIÓN-SISTEMA ESTRUCTURAL

ÍNDICE:

	Página
1.- JUSTIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN ELEGIDA	8
2.- DESCRIPCIÓN Y JUSTIFICACIÓN DE LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	9
2.1.- BASES DE CÁLCULO	11
2.2.- ESTRUCTURA HORIZONTAL	12
2.3.- MÓDULOS ESTRUCTURALES	13
2.4.- MATERIALES Y PROPIEDADES MECÁNICAS	13
3.- PREDIMENSIONADO	15
3.1.- ACCIONES VERTICALES	15
3.2.-CARGAS SOBRE LOS PÓRTICOS CARACTERÍSTICOS DEL MÓDULO DE SERVICIO	19
3.3.- DETERMINACIÓN DE LA ACCIÓN DEL VIENTO	24
3.3.1. Acciones a considerar	24
3.3.2. Acción del viento sobre los pórticos característicos	25
3.4.- OTRAS ACCIONES	31
3.4.1.-Acciones térmicas	31
3.4.2.-Acción de la nieve	31
3.5.- PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS PÓRTICOS	32
3.5.1.- Combinación de acciones	32
3.5.2.- Predimensionado del pórtico PX2.Método aproximado de cálculo	34
3.5.2.1.- Cálculo del pórtico de cubierta	35
3.5.2.2.- Cálculo del pórtico de planta +1	36

3.5.3.-Predimensionado de los elementos del pórtico PX2	40
3.5.3.1.- Vigas	40
3.5.3.1.1.- Tanteo previo al predimensionado	40
3.5.3.1.2.- Clasificación de la sección	42
3.5.3.1.3.- Comprobaciones E.L.U	42
3.5.4.- Predimensionado del pórtico PY4	45
3.5.4.1.-Cálculo del Pórtico PY4 frente a cargas verticales	47
Método aproximado	
3.5.4.1.1.- Cálculo del pórtico de cubierta	48
3.5.4.1.2.- Cálculo del pórtico de planta +1	50
3.5.4.1.3.- Cálculo del pórtico de planta 0	51
3.5.4.2 Cálculo del Pórtico PY4 frente a cargas horizontales de viento	54
3.5.4.2.1.- Cálculo del pórtico de cubierta	54
3.5.4.2.2.- Cálculo del pórtico de planta +1	56
3.5.4.3.- Combinación de las solicitaciones del pórtico PY4	59
3.5.4.3.1.- Hipótesis de carga: $1.35 \times G + 0.45 \times Q$	59
3.5.4.3.2.- Hipótesis de carga: $1.35 \times G + 1.5 \times Q$	61
3.5.4.3.3.- Envolventes totales	62
3.5.5.- Predimensionado de los elementos del pórtico PY4	63
3.5.5.1.- Vigas	63
3.5.5.1.1.- Tanteo previo al predimensionado	63
3.5.5.1.2.- Clasificación de la sección	64
3.5.5.1.3.- Comprobaciones E.L.U	65

3.5.5.2.- Pilares Planta de Cubierta	68
3.5.5.2.1.- Tanteo previo al predimensionado	69
3.5.5.2.2.- Clasificación de la sección	70
3.5.5.2.3.- Comprobaciones resistentes	70
3.5.5.2.4.-Pandeo de Euler	74
3.5.5.2.5.- Abolladura del alma inducida por el ala	75
3.5.5.2.6.- Abolladura del alma inducida por cortante	76
3.5.5.3.- Pilares Planta 0	76
3.5.5.3.1.- Tanteo previo al predimensionado	77
3.5.5.3.2.- Clasificación de la sección	78
3.5.5.3.3.- Comprobaciones resistentes	78
3.5.5.3.4.- Pandeo de Euler	79
3.5.5.3.5.- Abolladura del alma inducida por el ala	81
3.5.5.3.6.- Abolladura del alma inducida por cortante	81
3.6.-CARGAS SOBRE LOS PÓRTICOS CARACTERÍSTICOS DEL MÓDULO PRODUCCIÓN	81
3.7.- DETERMINACIÓN DE LA ACCIÓN DEL VIENTO	85
3.7.1.- Acciones a considerar	85
3.7.2.- Acción del viento sobre los pórticos característicos	86
3.8.-PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS PORTICOS	93
3.8.1.- Predimensionamiento del pórtico PX1	93
3.8.1.1- Combinación de acciones	93
3.8.1.2.- Cálculo del pórtico	94

3.8.1.3.- Diagramas pórtico en X	96
3.8.1.4.-Predimensionado de los elementos del pórtico PX1	98
3.8.1.4.1.- Vigas	98
3.8.1.4.1.1.- Tanteo previo al predimensionado	99
3.8.1.4.1.2.- Clasificación de la sección	100
3.8.1.4.1.3.-Comprobaciones E.L.U	100
3.8.2.- Predimensionado del pórtico PY6	104
3.8.2.1.- Combinación de acciones	104
3.8.2.2.- Cálculo del pórtico PY6 frente a cargas verticales	105
Método aproximado	
3.8.2.2.1.-Cálculo del pórtico de cubierta	106
3.8.2.2.2.-Cálculo del pórtico de planta 0	106
3.8.2.3.- Combinación de las solicitaciones del pórtico PY6	113
3.8.2.3.1 Hipótesis de carga: $1.35 \times G + 0.9 \times Q$	113
3.8.2.3.2 Hipótesis de carga: $G + 0.6 \times Q$	114
3.8.2.3.3 Envoltentes totales	116
3.8.3.- Predimensionado de los elementos del pórtico PY6	117
3.8.3.1.- Vigas	117
3.8.3.1.1.- Planta cubierta	117
3.8.3.1.1.1.-Tanteo previo al predimensionado: Prontuario ENSIDESA	118
3.8.3.1.2.- Planta 0	119
3.8.3.1.2.1.- Tanteo previo al predimensionado	119

3.8.3.1.2.2.- Clasificación de la sección	120
3.8.3.1.2.3.- Comprobaciones E.L.U	120
3.8.3.2.- Pilares	123
3.8.3.2.1 -.Planta 0	123
3.8.3.2.1.1.- Tanteo previo al predimensionado	124
3.8.3.2.1.2.- Clasificación de la sección	125
3.8.3.2.1.3.- Comprobaciones resistentes	125
3.8.3.2.1.4.- Pandeo de Euler	127
3.8.3.2.1.5.- Abolladura del alma inducida por el ala	129
3.8.3.2.1.6.- Abolladura del alma por cortante	129
4.- PREDIMENSIONADO DE LOS FORJADOS	130
5.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN DE ZAPATA CORRIDA Y DEL MURO DEL MODULO DE SERVICIOS	131
5.1.- CÁLCULO DE ZAPATA CORRIDA	131
5.1.1.-Dimensiones en planta	131
5.1.2.-Canto máximo de la zapata	132
5.1.3.-Dimensionado del canto	132
5.1.4.-Comprobación a cortante	134
5.2.-PREDIMENSIONADO DEL MURO DE SÓTANO	138
6.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN DE ZAPATA CORRIDA Y DEL MURO DEL MODULO DE PRODUCCIÓN	140
6.1.- CÁLCULO DE ZAPATA CORRIDA	140

6.1.1.-Dimensiones en planta	141
6.1.2.-Canto máximo de la zapata	141
6.1.3.-Dimensionado del canto	141
6.1.4.-Comprobación a cortante	143
6.2.-PREDIMENSIONADO DEL MURO DE SÓTANO	147
7.- BIBLIOGRAFÍA	149

1.- JUSTIFICACIÓN DE LA CIMENTACIÓN ELEGIDA

El estudio geotécnico, en relación a las características y los datos del terreno, nos recomienda las soluciones de zapata corrida o losa armada. El proyecto se decanta por la solución a base de zapatas corridas que arrancan en la cota 510 m, ya que para el esquema estructural previsto es más adecuado que la utilización de una losa, con la que desperdiciaríamos grandes volúmenes de hormigón.

Estas zapatas deberán arriostrarse para evitar que cada una de ellas funcione independientemente y aparezcan problemas estructurales sobre el edificio.

Desde la cota 520 a la 510 m se vaciará el terreno para la ejecución del sótano, y en la cota de cimentación se extraerá el material de los ríos de zapatas y riostras, para ejecutarlas; si al realizar la excavación el terreno se desmorona se utilizarán encofrados de madera. Se comenzará con una capa de hormigón de limpieza HM-20 de 10 cm de espesor y la posterior colocación de armaduras de acero B 400 S sobre separadores, tras lo cual se verterá el hormigón HA-25/B/25/IIa que rellena todo el pozo de la zapata. Sobre la cimentación se colocará una solera de hormigón HA-25, de espesor 15 cm, y mallazo electrosoldado de \varnothing 6 cada 20 cm. Ésta se realizará sobre una capa de 20 cm de espesor de tierra compactada, colocando un film de polietileno sobre la capa de tierra. En la unión con los muros se colocarán juntas de dilatación para evitar que los movimientos del edificio afecten a la solera del sótano.

Para la contención de tierras se han proyectado muros de sótano de espesor variable de 30 a 40 cm, según situaciones estructurales, empleando un hormigón armado HA-25/B/25/IIa y acero B 400 S, cuantía según planos.

En las uniones de muro de contención con su cimentación, las juntas de dilatación y fosos de ascensores colocaremos juntas de bentonita de 25x6mm, colocadas a 10 cm de los paramentos y pegadas con cola especial.

Por último se debe prestar especial atención a la red de acometida y saneamiento para evitar fugas que pudieran afectar al material portante y como consecuencia provocar daños estructurales.

2.- DESCRIPCIÓN Y JUSTIFICACIÓN DE LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

El proyecto intenta resolver la convivencia entre el trabajo, administración y zonas de descanso para los trabajadores en 3 plantas; 1 sótano de producción y almacenaje, y 2 plantas sobre rasante, de uso público y privado de cara a los usos que se plantean.

El edificio se compone de los siguientes usos por planta:

Planta 0 (+0.00)

Recepción y administración

Zona de recepción y elaboración

Planta +1 (+4.50)

Vestuarios

Comedor trabajadores

Zona de estar trabajadores

Planta -1 (-4.50)

Sala de crianza en barricas

Sala de catas

Almacenes

Instalaciones bodega

Todas las plantas de la estructura general se resuelven con una estructura de pórticos de nudos rígidos de acero S-275, con perfiles laminados tipo HEM para los pilares, y tipo IPN para las vigas.

En cuanto a la estructura de la zona de producción de la bodega, se trata de una estructura de carácter industrial que queda resuelta mediante vigas Boyd que cubren grandes luces de 17 metros, y pilares HEB, S-275. La estructura de la plaza también se resuelve con perfiles HEM.

Los forjados de suelos de plantas de la estructura general serán forjados de chapa colaborante formada por viguetas metálicas IPN separadas cada 2.60 m, empotradas en los pórticos principales sobre las que se colocan chapas colaborantes con losa de hormigón y mallazo superior con un espesor total de 15 cm. La elección de este tipo de forjado se debe a una mayor facilidad constructiva ya que se eliminan el uso de las sopandas de los encofrados. Estos forjados sufrirán una modificación en aquellas zonas en las que aparezcan sobrecargas excesivas, como la zona de tanques de fermentación y la zona de paso de tráfico pesado de camiones, sustituyéndose la chapa colaborante por una losa de hormigón de 15 cm de espesor.

Las escaleras de comunicación entre plantas se resuelven con zancas metálicas de perfiles IPN y losas de hormigón HA-25/B/15/IIa armadas con acero B 400 S, con peldaños de ladrillo.

Esta tipología se ha adoptado por:

- coherencia con la idea global de proyecto:

El sistema estructural de acero permite jugar con un variado rango de luces entre crujía, con lo que permite llevar a cabo con mayor facilidad que con un sistema de hormigón armado, la generación de los distintos espacios.

Se trata de una estructura más ligera y de perfiles que permiten grandes luces con secciones reducidas, por lo que posibilitan plantas más diáfnas y un mayor aprovechamiento del espacio.

- motivos de resistencia:

Las estructuras metálicas avisan mediante grandes deformaciones antes de producirse el fallo definitivo.

Se trata de un material más homogéneo y que resiste por igual todas las sollicitaciones. Los perfiles tienen elevada resistencia, y la resistencia de la estructura es total desde el instante de su colocación en obra.

En cuanto a la resistencia al fuego la estructura se reviste con mortero de fibra proyectada, como medida de protección.

- motivos constructivos:

Las estructuras metálicas se construyen de forma rápida, ya que al ser elementos prefabricados, pueden montarse en taller.

Ofrece la posibilidad de utilizar la estructura para realizar el paso de instalaciones más cómodamente.

Se pueden montar sin puntales, hasta 2.80 m de distancia entre apoyos, con gran facilidad de colocación.

Se encuentra una mayor facilidad de ferrallar, ya que no tiene armadura inferior gracias a su colaboración acero-hormigón.

Al ser un producto compacto (2000 m²/camión) proporciona facilidad de transporte y almacenaje. Se caracteriza a la vez por la ligereza y facilidad de maniobra.

- motivos sismorresistentes:

Tenemos que tener en cuenta que la capacidad sismorresistente de una estructura radica principalmente en su habilidad para absorber y/o disipar la energía que introduce el terremoto.

En este sentido una estructura de acero de nudos rígidos, no sólo se comporta mejor frente a cargas monótonas (tipo gravitatorio-no varían en el tiempo), sino que el comportamiento ante cargas cíclicas (tipo sísmico), mejora en gran medida al de una estructura de hormigón armado, teniendo éste un mecanismo de disipación de energía menor.

2.1.- Bases de cálculo

El método de cálculo empleado para el dimensionado de secciones se basa en la Teoría de los Estados Límites Últimos (apartado 3.2.1 DB-SE) y los Estados Límites de Servicio (apartado 3.2.2 DB-SE). El comportamiento de la cimentación debe comprobarse frente a la capacidad portante (resistencia y estabilidad) y la aptitud de servicio.

Se han considerado las acciones que actúan sobre el edificio según el documento DB-SE-AE y las acciones geotécnicas que transmiten o generan a través del terreno en que se apoya según el documento DB-SE (4.3, 4.4, 4.5).

El dimensionamiento de las zapatas corridas se efectúa de forma que la tensión admisible del terreno sea mayor o igual a la tensión de servicio. El cálculo se efectúa según las prescripciones del artículo 59 de la Norma EHE-98.

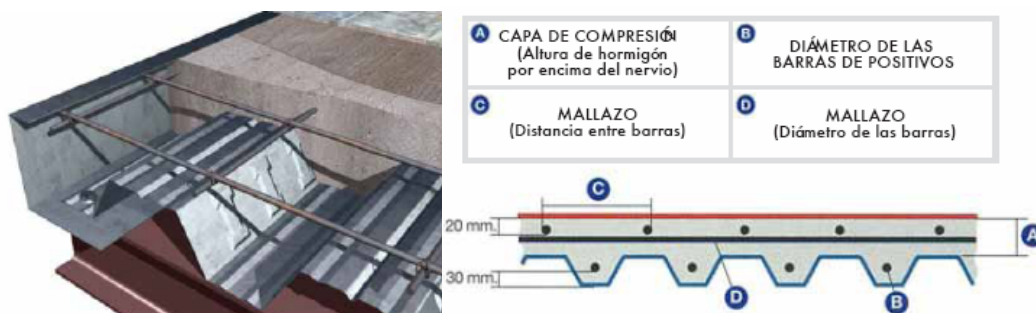
2.2.- Estructura horizontal

Tabla 1: Los forjados y sus características

Forjado planta cubierta (+9.00) (general)	Unidireccional de viguetas tipo IPN, con distancia entre ejes de 2.6 m, y chapa colaborante EUROCOL 60. Canto losa 15 cm. Figura 1.
Forjado suelo planta 1 (+4.50)	Unidireccional de viguetas tipo IPN, con distancia entre ejes de 2.6 m, y chapa colaborante EUROCOL 60. Canto losa 15 cm.
Forjado suelo planta 0 (+0.00)	Unidireccional de viguetas tipo IPN, con distancia entre ejes de 2.6 m, y chapa colaborante EUROCOL 60. Canto losa 15 cm.
Forjado suelo planta 0 (+0.00) (patios)	Unidireccional de viguetas tipo IPN, con distancia entre ejes de 2.6 m, y losa armada de 15 cm de espesor con mallazo de acero B 400 S en dos direcciones. Capa de tierra vegetal de 30 cm.
Forjado planta cubierta (+9.00) (bodega producción)	Unidireccional de viguetas tipo IPN, con distancia entre ejes de 1 m, y paneles sándwich ACH de 2 grecas con alma de lana de roca de 10 cm de espesor.
Forjado suelo planta 0 (+0.00) (bodega producción, zona de tanques fermentación)	Unidireccional de viguetas tipo IPN, con distancia entre ejes de 2.6 m, losa de hormigón armado de espesor de 10 cm con mallazo de acero B 400 S en dos direcciones, y solera de hormigón
Forjado suelo planta 0 (+0.00) (zona de paso de vehículos pesados)	Unidireccional de viguetas tipo IPN, con distancia entre ejes de 2.6 m, losa de hormigón armado de espesor de 10 cm con mallazo de acero B 400 S en dos direcciones, y solera de hormigón impreso.
Forjado planta cubierta (+9.00) (plaza, camino)	Unidireccional de viguetas tipo IPN, con distancia entre ejes de 1 m, y paneles sándwich ACH de 2 grecas con alma de lana de roca de 10 cm de espesor.

Fuente: Elaboración propia y EUROPERFII

Figura 1: Sección y detalle de chapa colaborante.



Fuente: Europerfil.

2.3.- Módulos estructurales

El diseño de la estructura del edificio se ha realizado en base a dos criterios: Funcionales y Térmicos- reológicos.

En primer lugar, se diseñó la estructura en función de cada una de las unidades de programa de las que consta el complejo y su mejor funcionamiento.

Debido a la longitud de la pieza se dispone de una junta de dilatación a los 36 metros ayudando a mejorar el comportamiento global de la estructura ante los cambios térmicos. Esta junta se colocará aprovechando el cambio en los pórticos de la estructura debido a la distinta distribución de las zonas o diferenciando zonas de programa. Se consigue así la división de la bodega en 2, añadiendo también el módulo que une las piezas bajo el camino.

2.4.- Materiales y propiedades mecánicas

Estructura de acero laminado

Acero en perfiles A- 42, grado A 42 b. Límite elástico 2600 Kp / cm²

Módulo de Elasticidad $E=2,1 \cdot 10^6$ kg/cm²

Estructura de hormigón armado

Hormigón HA - 25 (Resistencia característica $F_{ck} = 25\text{N/mm}^2$)

Árido natural de tamaño máximo 15 mm.

Consistencia Blanda, asiento 6-9 cm. Cono de Abrams

Acero B500 S. Límite Elástico $F_y=500 \text{ N/mm}^2$

Módulo de Elasticidad $E=2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Tipificación HA-25/B/15/IIa

Acero para las mallas electrosoldadas B-500 T

Límite Elástico $F_y=500 \text{ N/mm}^2$

Muros de contención

Hormigón HA - 25 (Resistencia característica $F_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$)

Árido natural de tamaño máximo 25 mm.

Consistencia Blanda, asiento 6-9 cm. Cono de Abrams

Acero B500 S. Límite Elástico $F_y=500 \text{ N/mm}^2$

Módulo de Elasticidad $E=2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Tipificación HA-25/B/25/IIa

Cimentación

La cimentación elegida se realizará mediante zapatas de hormigón armado HA-25.

Consistencia Blanda, asiento 6-9cm. Cono de Abrams

Árido natural de tamaño máximo 25 mm.

Acero B 500 S. Límite Elástico $F_y=500 \text{ N/mm}^2$

Módulo de Elasticidad $E=2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Tipificación HA-30/B/25/IIa

Coefficientes de Seguridad y Niveles de Control

$\gamma_s = 1.15$ de minoración de la resistencia del acero correspondiente a un control normal y mediante ensayos no sistemáticos.

$Y_c = 1.5$ de minoración de la resistencia del hormigón correspondiente a un control normal con rotura de probetas.

$Y_f = 1.6$ de mayoración de sobrecargas correspondiente a un nivel de control normal.

1.5 de mayoración de cargas permanentes correspondiente a un nivel de control normal.

1.44 de mayoración de sobrecargas cuando se consideran conjuntamente sobrecargas gravitatorias y sobrecargas de viento.

3.- PREDIMENSIONADO

3.1.- Acciones verticales

Las acciones verticales se han calculado siguiendo las pautas marcadas por el DB SE-AE, Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación.

Pesos propios y sobrecargas:

Tabla 2: Cubierta no transitable con acabado de grava.

Elemento	Espesor (m)	Peso específico (KN/m ³)	KN/m ²
Capa de grava	0.05	15	0.75
Lámina impermeabilizante bicapa			0.085
Mortero	0.03	19	0.57
Formación de pendiente	0.1	9	0.9
Capa de compresión + forjado metálico			2.9
		Peso propio total del forjado	5.2
		Sobrecarga de uso (mantenimiento)	1
		Sobrecarga de nieve	0.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3: Cubierta ligera módulo producción.

Elemento	Espesor (m)	Peso específico (KN/m ³)	KN/m ²
Panel sándwich ACH cubierta	0.1		0.2321
		Peso propio total del forjado	0.2321
		Sobrecarga de uso (mantenimiento)	1
		Sobrecarga de nieve	0.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4: Cubierta ligera sobre el camino.

Elemento	Espesor (m)	Peso específico (KN/m ³)	KN/m ²
Panel sándwich ACH cubierta	0.1		0.2321
		Peso propio total del forjado	0.2321
		Sobrecarga de uso (mantenimiento)	1
		Sobrecarga de nieve	0.5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla5: Forjado metálico chapa colaborante. Planta +1 y planta 0.

Elemento	Espesor (m)	Peso específico (KN/m3)	KN/m2
Baldosa	0.03		1.10
Mortero de agarre	0.03		
Capa de arena	0.03	15	0.45
Capa de compresión + forjado metálico			2.9
		Peso propio total del forjado	4.45
		Sobrecarga de uso (administrativo)	2
		Sobrecarga de tabiquería	1
		Sobrecarga de uso en vestibulos	5
		Sobrecarga de uso en zonas con asientos fijos	4
		Sobrecarga de uso de piscina	5
		Sobrecarga zona con mesas y sillas	3

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6: Forjado sala de elaboración.

Elemento	Espesor (m)	Peso específico (KN/m3)	KN/m2
Capa de rodadura			0.04
Solera de hormigón pulido	0.10	20	2
Capa de compresión + forjado metálico			2.9
		Peso propio total del forjado	4.94
		Sobrecarga de uso (industrial)	4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7: Forjado sala de elaboración zona de depósitos.

Elemento	Espesor (m)	Peso específico (KN/m ³)	KN/m ²
Capa de rodadura			0.04
Solera de hormigón pulido	0.10	20	2
Losa armada + Estructura metálica base	0.15 (losa)	25	3.75
		Peso propio total del forjado	5.79
		Sobrecarga de uso (industrial)	4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8: Forjado bajo el camino.

Elemento	Espesor (m)	Peso específico (KN/m ³)	KN/m ²
Solera de hormigón impreso	0.1	20	2
Film de polietileno			
Lámina impermeabilizante			
Hormigón ligero formación de pendiente	0.1	19	1.9
Losa armada + Estructura metálica base	0.15 (losa)	25	3.75
		Peso propio total del forjado	7.65
		Sobrecarga de uso (camiones)	10

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9: Forjado patios planta baja

Elemento	Espesor (m)	Peso específico (KN/m ³)	KN/m ²
Tierra vegetal	0.3	17	5.1
Geotextil			
Grava	0.1	15	1.5
Hormigón ligero formación de pendiente	0.1	19	1.9
Losa armada + Estructura metálica base	0.15 (losa)	25	3.75
Peso propio total del forjado			12.25

Fuente: Elaboración propia.

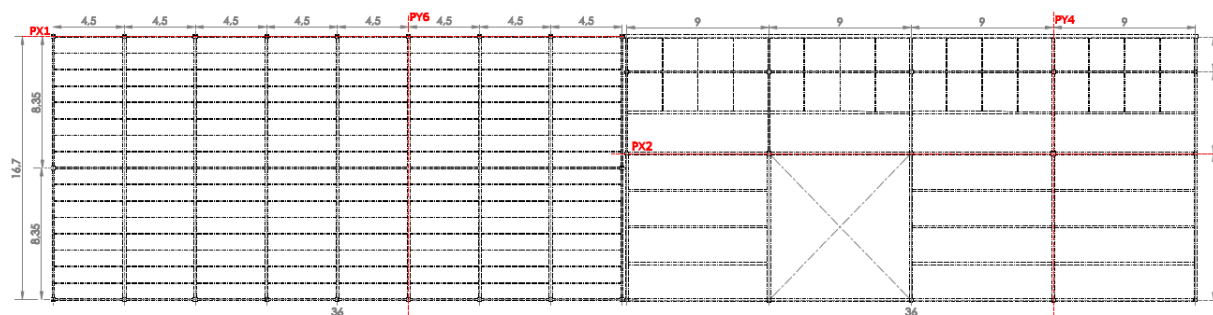
En las zonas de voladizos se tendrá en cuenta no sólo el peso propio y las sobrecargas, sino también una sobrecarga lineal propia del cerramiento, de 5 KN/m o del pretil de cubierta 2 KN/m.

3.2.-Cargas sobre los pórticos característicos del módulo de servicios

En el conjunto del edificio se distingue claramente dos estructuras plenamente diferenciadas. La zona administrativa de la bodega y la zona de producción de la bodega, que introduce una estructura industrial orientada al mundo de la producción.

La zona de estudio para el predimensionado se hará con el objetivo de abarcar las dos estructuras tipo del complejo PX1, PY4, módulo de servicios, PX1, PY6, módulo de producción como se observa en la figura 2.

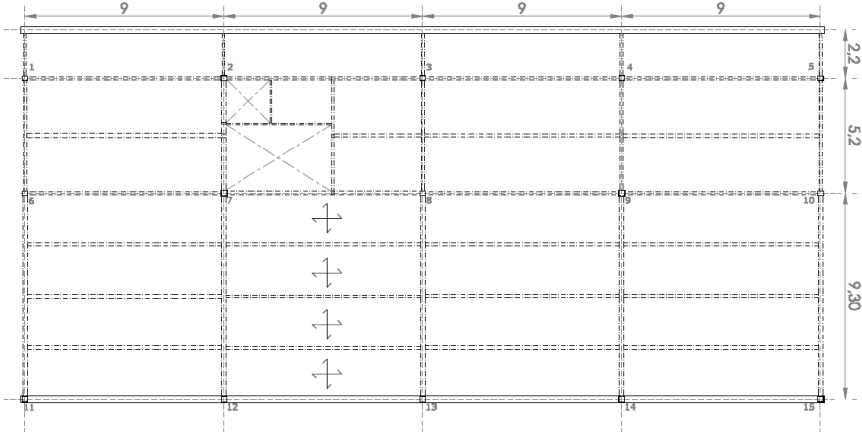
Figura 2: Designación de pórticos a predimensionar.



Fuente: Elaboración propia.

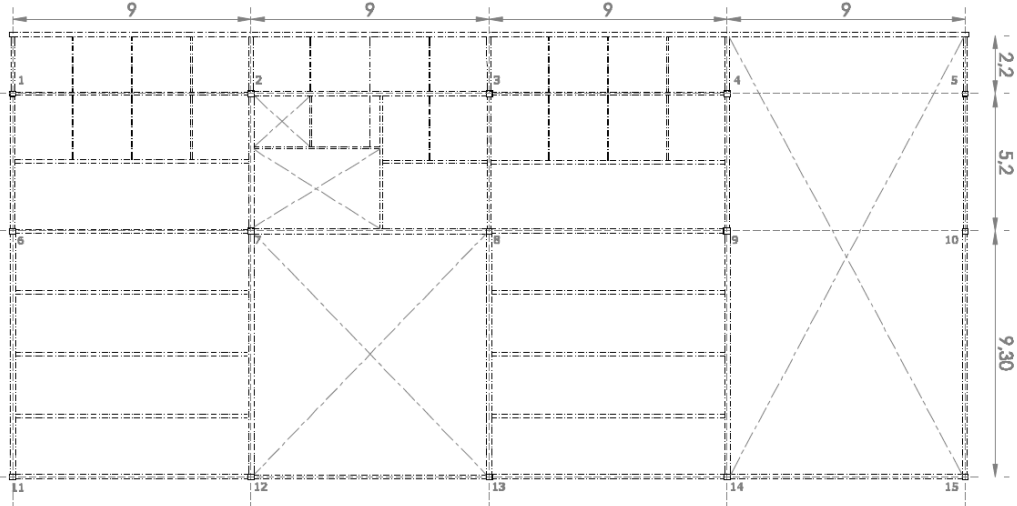
Centrándonos en el estudio del Módulo de servicios se detallan en las figuras 3,4 y 5 las estructuras a predimensionar.

Figura 3: Módulo de Servicios. Planta 0.



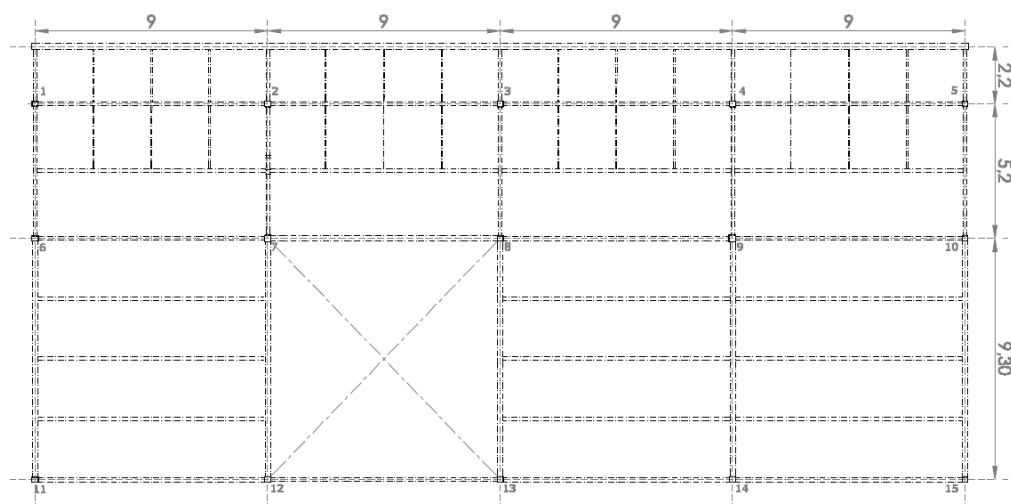
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4: Módulo de servicios. Planta +1



Fuente: Elaboración propia.

Figura 5: Módulo de servicios. Planta de cubierta.



Fuente: Elaboración propia.

Cargas en el pórtico PX2: (pórtico de atado)

No recibe cargas verticales directas del forjado ya que es un pórtico de atado y su dirección es paralela a la dirección de las viguetas metálicas del mismo.

Este pórtico sólo se ve afectado por cargas debidas al viento.

Cargas en el pórtico PY4: (pórtico de carga)

Tabla 10: Cargas en el pórtico PY4. Forjado cubierta.

FORJADO DE CUBIERTA	KN/m2
Peso propio total del forjado (acabado en grava)	5.05
Sobrecarga de uso (mantenimiento)	1
Sobrecarga de nieve	0.5

Fuente: Elaboración propia.

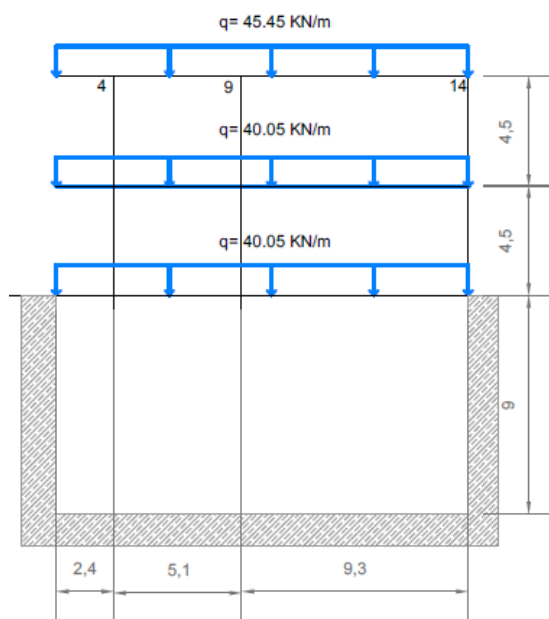
Tabla 11: Cargas en el pórtico PY4. Forjado de planta 0 y +1.

FORJADO DE PLANTA 0 Y 1 (TIPO)	KN/m ²
Peso propio total del forjado	4.45
Sobrecarga de uso (administrativo)	2
Sobrecarga de tabiquería	1

Fuente: Elaboración propia.

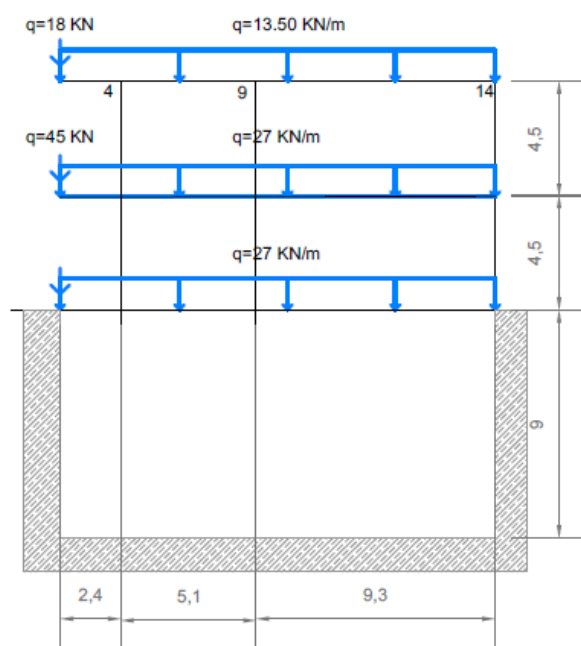
El pórtico PY4 tendría la siguiente distribución de cargas, como vemos en las figuras 6 y 7.

Figura 6: Pesos propios en el pórtico PY4.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7: Sobrecarga en el pórtico PY4.



Fuente: Elaboración propia.

Los cálculos se han realizado mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{total,i} = q_{,i} \times L_{i,i}$$

Siendo:

$Q_{total,i}$ la carga total obtenida en la planta i en kN/m

$q_{,i}$ la carga obtenida para la planta i en kN/m²

$L_{i,i}$ la media de las distancias a las vigas adyacentes $L_{i,i}$ (PY4)=9

3.3.- Determinación de la acción del viento

3.3.1.- Acciones a considerar

La acción del viento, genera una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

Siendo:

q_b la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$. Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo E, en función del emplazamiento geográfico de la obra.

c_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

c_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

Los edificios se comprobarán ante la acción del viento en todas direcciones, independientemente de la existencia de construcciones contiguas medianeras, aunque generalmente bastará la consideración en dos sensiblemente ortogonales cualesquiera. Para cada dirección se debe considerar la acción en los dos sentidos. Si se procede con un coeficiente eólico global, la acción se considerará aplicada con una excentricidad en planta del 5% de la dimensión máxima del edificio en el plano perpendicular a la dirección de viento considerada y del lado desfavorable.

Cálculo:

- q_b ó valor básico de la presión dinámica del viento

$$q_b = 0.5 \times d \times V_b^2$$

Según la figura D.1. del Anejo E del Código Técnico de la Edificación, el valor básico de la velocidad del viento es el correspondiente a la zona A, $V_b = 26 \text{ m/s}$

$$q_b = 0.42 \text{ KN/m}^2 \text{ (acción del viento)}$$

- ce ó coeficiente de exposición.

Según la tabla D.2. Coeficientes para tipo de entorno, del Anejo D del documento SE-AE del Código Técnico de la Edificación, el grado de aspereza del entorno es II.

Para las alturas determinadas en el proyecto, se obtiene los siguientes resultados:

$$h=4.5 \text{ m} \quad ce=1.9$$

$$h=9.0 \text{ m} \quad ce=2.7$$

- cp ó el coeficiente eólico

Según el punto D.3. del Anejo D del documento SE-AE del Código Técnico de la Edificación, el valor del coeficiente eólico, depende de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia.

- qe presión estática del viento:

$$q_e (h=4.5) = 0.42 \times 1.9 \times c_p \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$q_e (h=9.0) = 0.42 \times 2.7 \times c_p \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

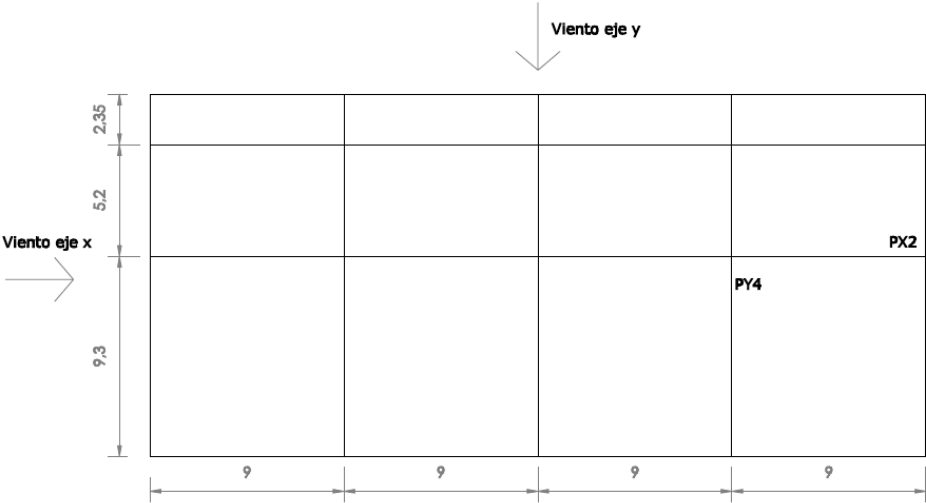
Para seguir con el cálculo sustituimos la presión estática por fuerzas puntuales a nivel de cada forjado.

3.3.2.- Acción del viento sobre los pórticos característicos

Para determinar la acción del viento sobre la estructura tomaremos esta acción actuando en las direcciones principales de la estructura y en ambos sentidos.

Estudiaremos la acción del viento en el pórtico PY4 y PX2, como se observa en la figura 8.

Figura 8: Esquema en planta de las acciones del viento.

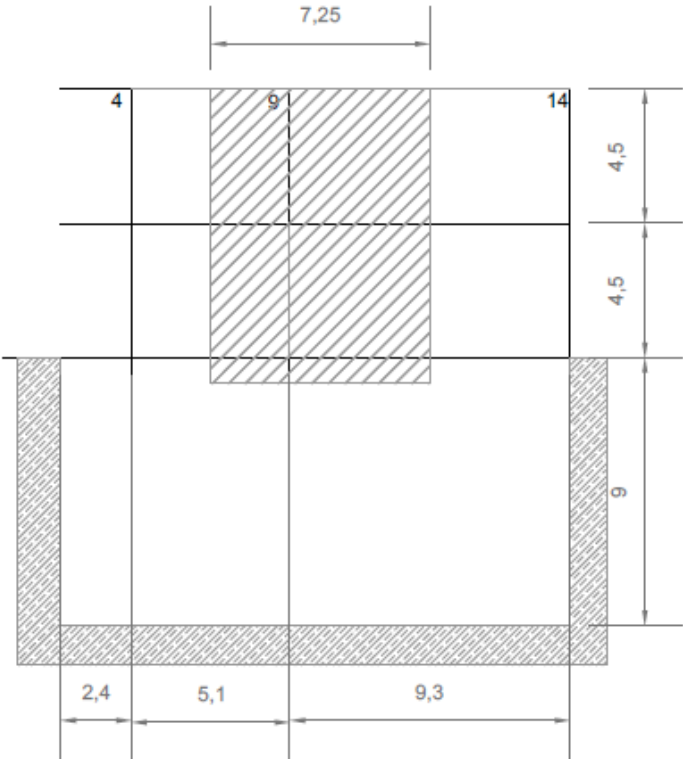


Fuente: Elaboración propia.

Viento en X se tomará el pórtico PX2

Para el cálculo en el pórtico, se tomará como área de influencia la mitad de las distancias entre pilares por cada lado.

Figura 9: Área de influencia para el pórtico PX2.



Fuente: Elaboración propia.

Acción del viento en el pórtico PX2:

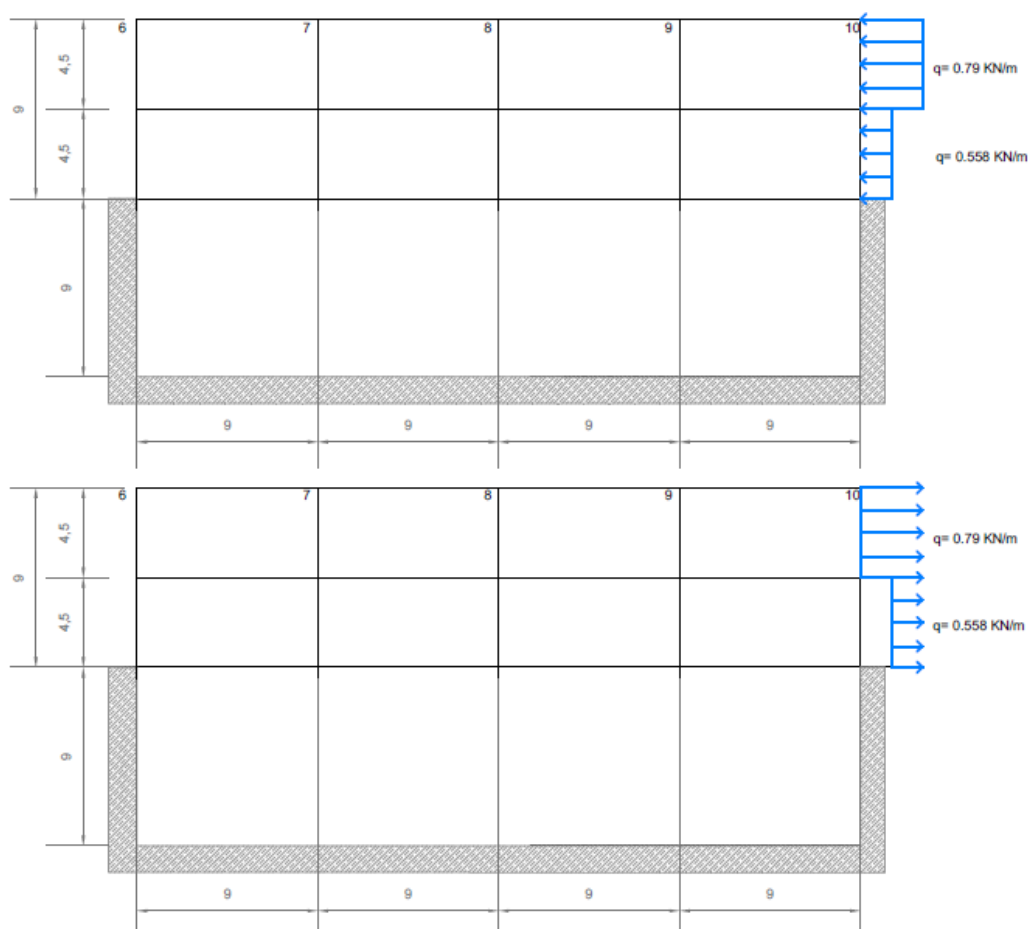
Podemos calcular ya el valor del coeficiente eólico $C_p = 0.7$ y con él obtendremos el valor de la presión estática del viento para las distintas alturas.

$$q_e (h=4.5) = 1.9 \times 0.42 \times 0.7 = 0.558 \text{ KN/m}$$

$$q_e (h=9.0) = 2.7 \times 0.42 \times 0.7 = 0.79 \text{ KN/m}$$

En la figura 10 se representan los valores obtenidos en el cálculo.

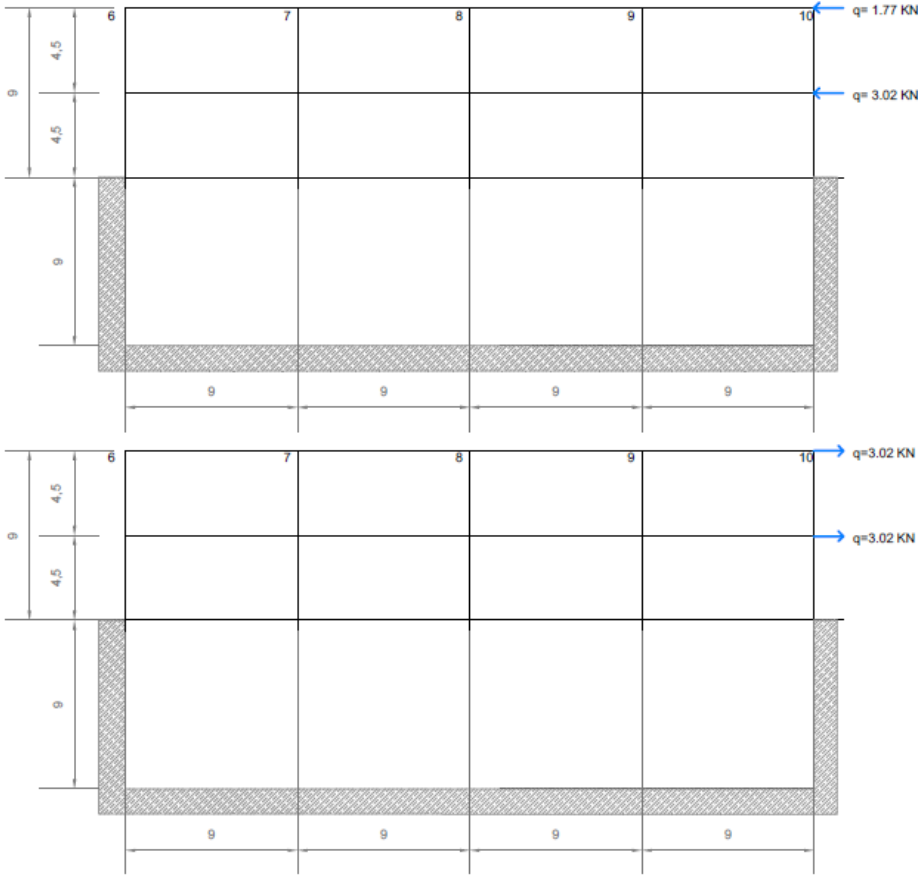
Figura 10: Cargas del viento en eje x en la dirección positiva y negativa de viento.



Fuente: Elaboración propia.

La figura 11 representa la acción del viento como fuerza puntual sobre cada forjado.

Figura 11: Fuerzas a nivel de cada forjado:

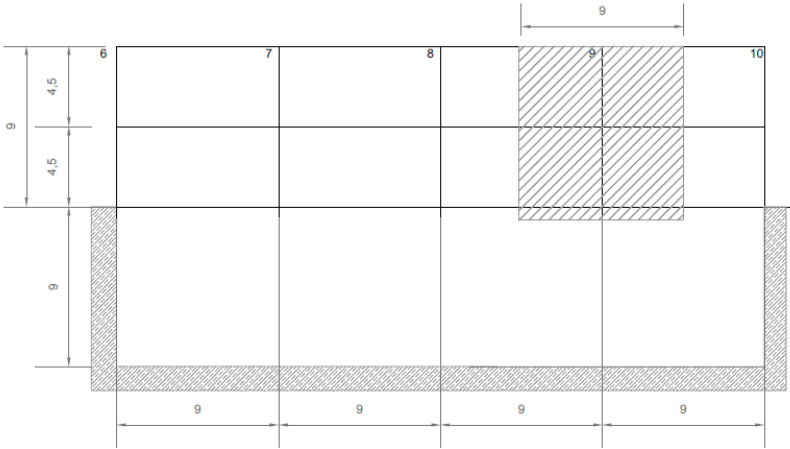


Fuente: Elaboración propia.

Viento en Y tomamos el pórtico PY4 donde los pilares absorberían los cortantes:

Área de influencia para el pórtico PY4, figura 12, se tomará la mitad de las distancias entre pilares por cada lado.

Figura 12: Área de influencia para el pórtico PY4



Fuente: Elaboración propia.

Acción del viento en el pórtico PY4:

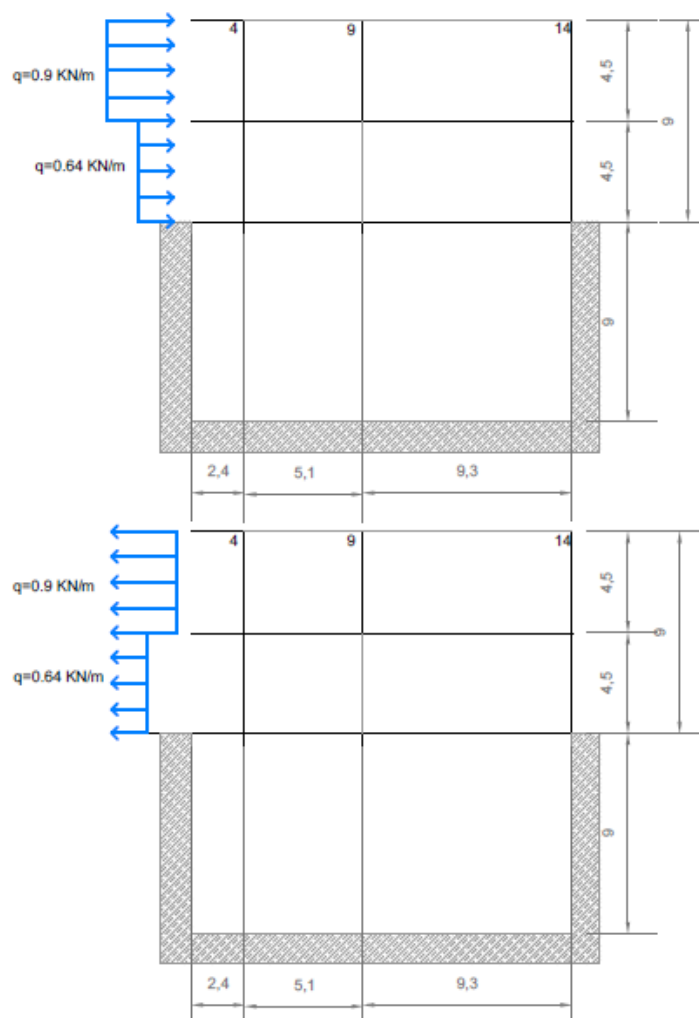
Podemos calcular ya el valor del coeficiente eólico $C_p = 0.8$ y con él obtendremos el valor de la presión estática del viento para las distintas alturas.

$$q_e (h=4.5) = 1.9 \times 0.42 \times 0.8 = 0.6384 \text{ KN/m}$$

$$q_e (h=9.0) = 2.7 \times 0.42 \times 0.8 = 0.9072 \text{ KN/m}$$

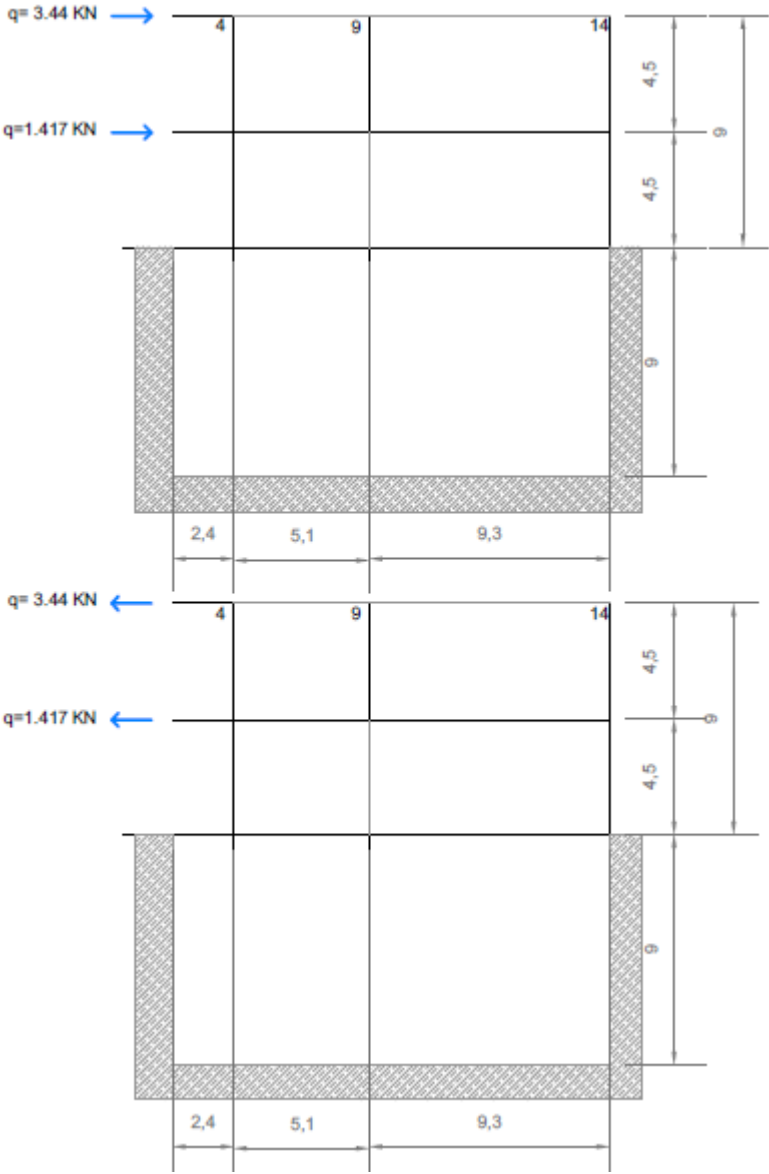
A modo de resumen se observan en las figuras 13 y 14 el cálculo de las acciones de viento.

Figura 13: Cargas del viento en eje y en dirección positiva y negativa.



Fuente: Elaboración propia

Figura 14: Fuerzas a nivel de cada forjado en dirección positiva y negativa



Fuente: Elaboración propia

3.4.- Otras acciones

3.4.1.- Acciones térmicas

Las acciones térmicas son importantes a la hora de colocar las juntas estructurales en los distintos módulos del edificio, con el objetivo de disminuir los efectos de las variaciones de temperatura que afecten a los materiales de construcción.

3.4.2.- Acción de la nieve

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

En cubiertas planas de edificios de pisos situados en localidades de altitud inferior a 1.000 m, es suficiente considerar una carga de nieve de 1,0 kN/m². En otros casos o en estructuras ligeras, sensibles a carga vertical, los valores pueden obtenerse como se indica a continuación.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s \cdot k \quad (3.2)$$

Siendo:

μ coeficiente de forma de la cubierta según el apartado 3.5.3 del documento básico SE-AE del Código Técnico de la Edificación

s el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2. del documento básico SE-AE del Código Técnico de la Edificación

3.5.- Predimensionamiento de pórticos

3.5.1.- Combinación de acciones

Según el CTE, el valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

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

Siendo:

G acciones permanentes

P pretensado (no tenemos)

Q acciones variables

Tabla 12: coeficientes parciales de seguridad

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

Fuente: Documento básico SE-AE del Código Técnico de la Edificación.

Y los coeficientes de simultaneidad se obtienen de la tabla 13, adoptando:

$Y_2 = 0.3$ para uso administrativo

$Y_2 = 0$ para cubiertas accesibles únicamente para conservación

$Y_2 = 0$ para nieve en localidades a menos de 1000 m de altitud

$Y_1 = 1,5$ para el viento

Tabla 13: coeficientes parciales de simultaneidad .

	0	1	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	0,7	0,3
Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
Zona de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso inferior a 30kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
Cubiertas transitables (Categoría G)	Valores correspondientes al uso desde el que se accede	Valores correspondientes al uso desde el que se accede	Valores correspondientes al uso desde el que se accede
Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
para altitudes > 1000m	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 terrero	0,7	0,7	0,7

Fuente: DB SE-AE del Código Técnico de la Edificación

3.5.2.- Predimensionado del pórtico PX2. Método aproximado de cálculo

Tomamos la hipótesis de carga con las acciones desfavorables:

$$1.35 \times G + 1.5 \times 0.3 \times Q$$

Siendo:

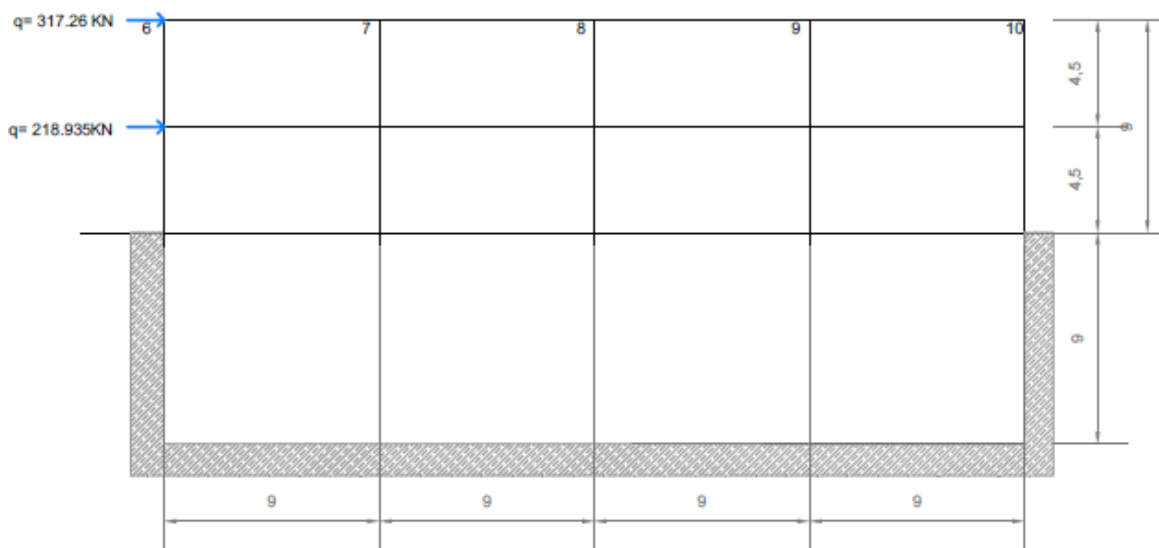
G acciones permanentes

Q acciones variables

Como ya hemos expuesto anteriormente, para el pórtico PX2 no actuarán ni cargas permanentes ni sobrecargas, ya que no es un pórtico de carga, sólo actuarán la fuerza del viento, en este caso vamos a optar por la acción más desfavorable de viento en la que el valor de $Y_2=1,5$ y la Q puntual en cada forjado por la fuerza del viento.

En la figura 15 se representa el resultado de cálculo de la hipótesis de carga.

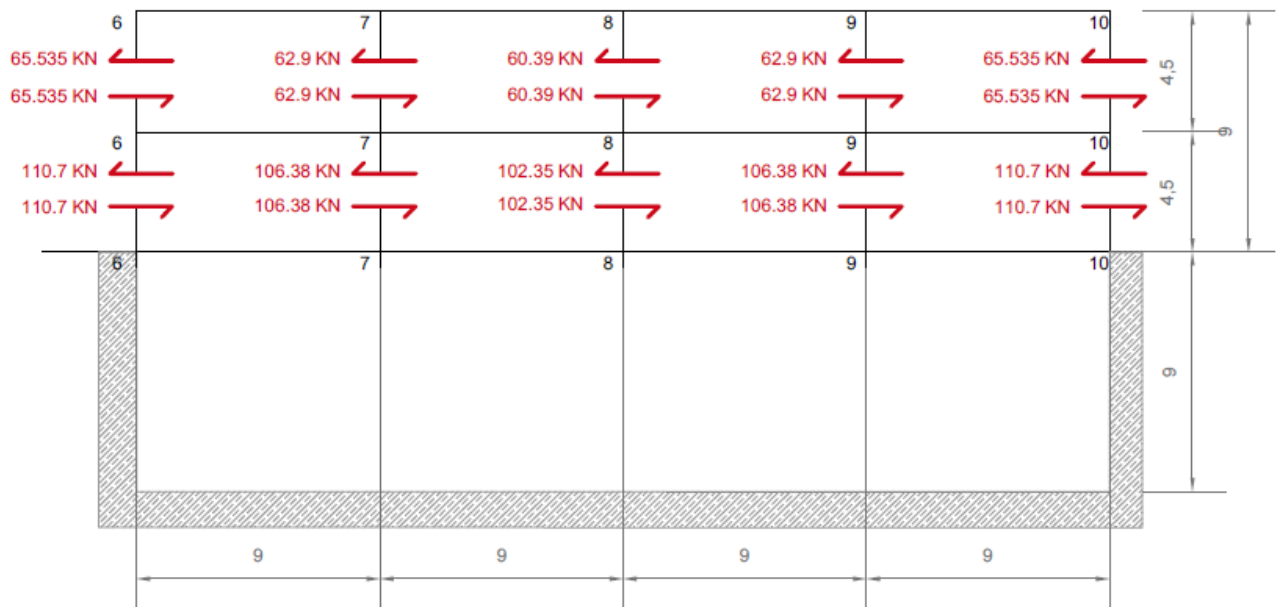
Figura 15: Resultado de cargas



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 16, se recogen las solicitaciones en el pórtico PX2 debidas al viento actuando en la dirección más desfavorable para el cálculo, el eje X. Repartidas en los pilares de cada planta

Figura 16: Reparto de solicitaciones en el pórtico debido al viento.



Fuente: Elaboración propia.

3.5.2.1.- Cálculo del pórtico de cubierta

A continuación se detallarán los cálculos de los elementos de estructura. En primer lugar realizaremos el cálculo de la planta cubierta. En la figura 17 observamos los cortantes correspondientes a los pilares de esta planta.

Figura 17: Cortantes en pilares del pórtico PX2 de la planta cubierta.



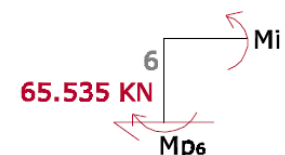
Elaboración propia.

-MOMENTOS FLECTORES Y CORTANTES EN PILARES Y VIGAS:

- Pilar 6 = Pilar 10

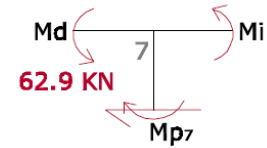
$$M_{\text{pilar}_6} = V_6 \cdot \text{brazo} = 65.535 \cdot 2.25 = 147.454 \text{ KNm}$$

$$M_i = 147.454 \text{ KNm}$$



- Pilar 7 = Pilar 9

$$Mp_7 = 141.525 \text{ KNm}$$

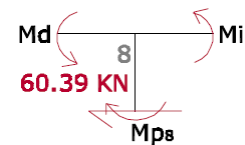


$$M_d = Mpilar_7 * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 141.525 * \left(\frac{\frac{1}{9}}{\frac{1}{9} + \frac{1}{9}} \right) = 70.76 \text{ KNm}$$

$$M_i = Mpilar_7 * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 70.76 \text{ KNm}$$

- Pilar 8

$$Mp_8 = 135.878 \text{ KNm}$$



$$M_d = Mpilar_8 * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 135.878 * \left(\frac{\frac{1}{9}}{\frac{1}{9} + \frac{1}{9}} \right) = 67.93 \text{ KNm}$$

$$M_i = Mpilar_8 * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 67.93 \text{ KNm}$$

3.5.2.2.- Cálculo del pórtico de planta +1

En segundo lugar realizaremos el cálculo de la planta +1. En la figura 18 observamos los cortantes correspondientes a los pilares de esta planta.

Figura 18: Cortantes en pilares del pórtico PX2 de la planta +1.



Fuente: Elaboración propia.

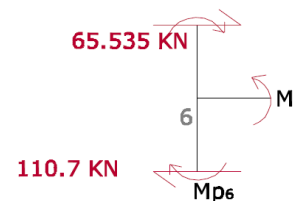
-MOMENTOS FLECTORES Y CORTANTES EN PILARES Y VIGAS:

- Pilar 6 = Pilar 10

$$M_{sup_6} = V_{sup_6} * brazo = 147.454 \text{ KNm}$$

$$M_{inf_6} = 110.7 * 2.25 = 249.075 \text{ KNm}$$

$$M_i = 147.454 + 249.075 = 396.529 \text{ KNm}$$



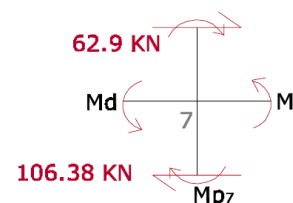
- Pilar 7 = Pilar 9

$$M_{sup_7} = V_{sup_7} * brazo = 141.525 \text{ KNm}$$

$$M_{inf_7} = 106.38 * 2.25 = 239.355 \text{ KNm}$$

$$M_d = 380.88 * \left(\frac{\frac{1}{9}}{\frac{1}{9} + \frac{1}{9}} \right) = 190.44 \text{ KNm}$$

$$M_i = 190.44 \text{ KNm}$$



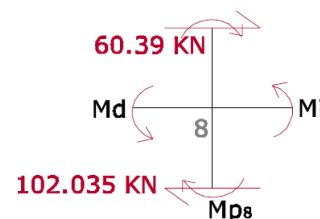
- Pilar 8

$$M_{sup_8} = V_{sup_8} * brazo = 135.878 \text{ KNm}$$

$$M_{inf_8} = 102.035 * 2.25 = 229.579 \text{ Nm}$$

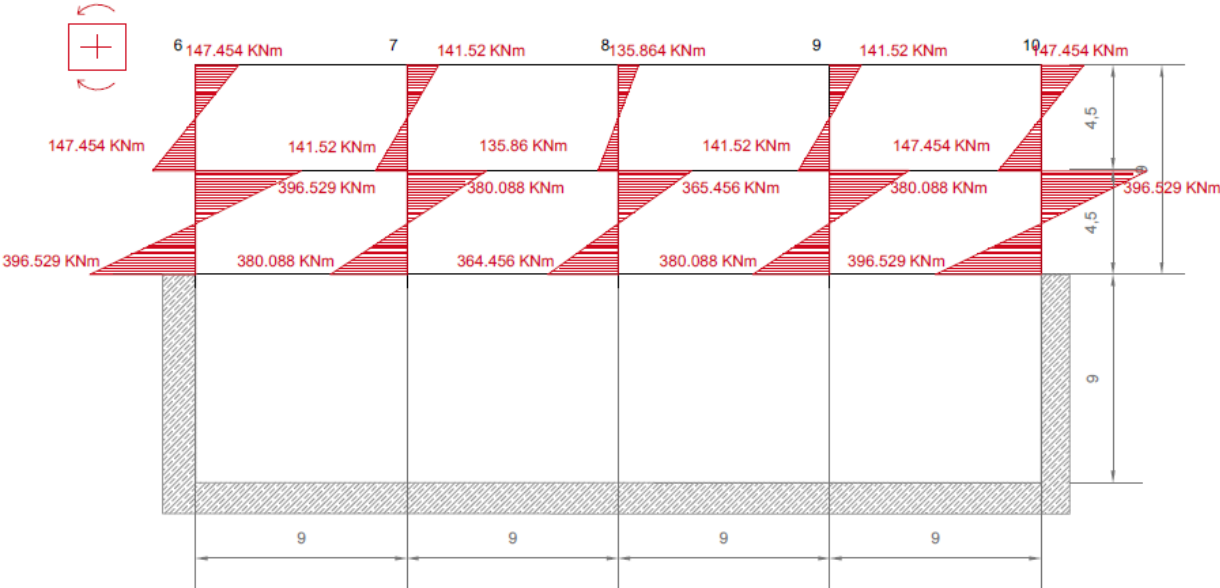
$$M_d = 365.456 * \left(\frac{\frac{1}{9}}{\frac{1}{9} + \frac{1}{9}} \right) = 182.728 \text{ KNm}$$

$$M_i = 182.728 \text{ KNm}$$



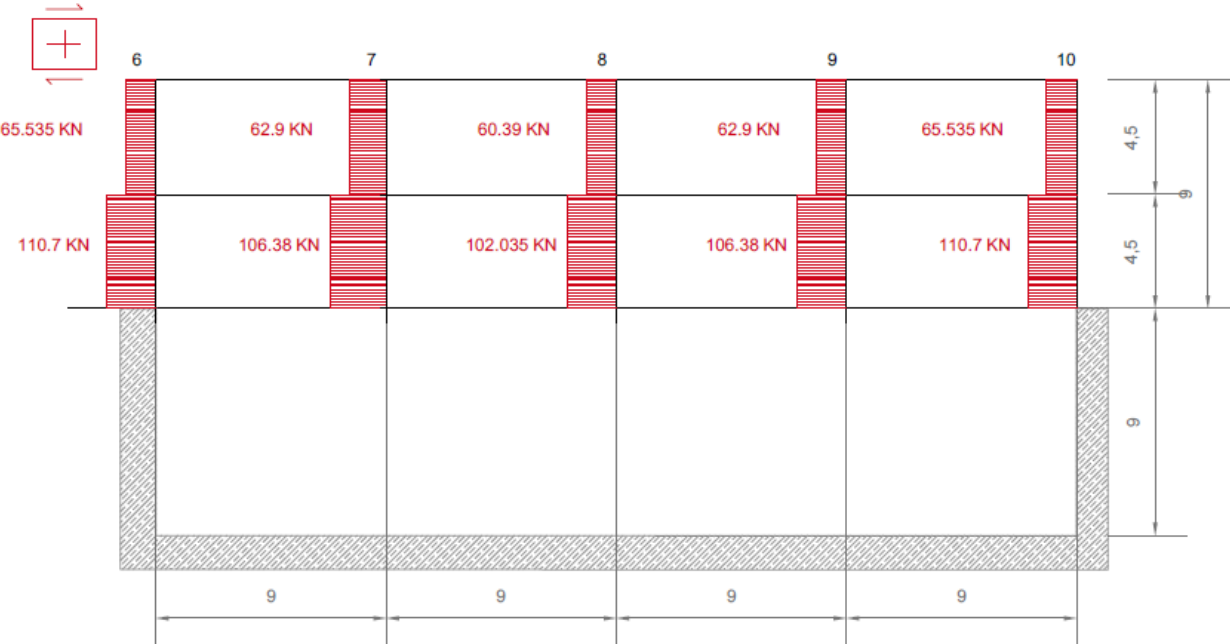
Una vez obtenidos los valores de los momentos y cortantes en pilares y vigas se representan en las figuras 19, 20, 21 y 22.

Figura 19: Diagrama de Flectores en pilares



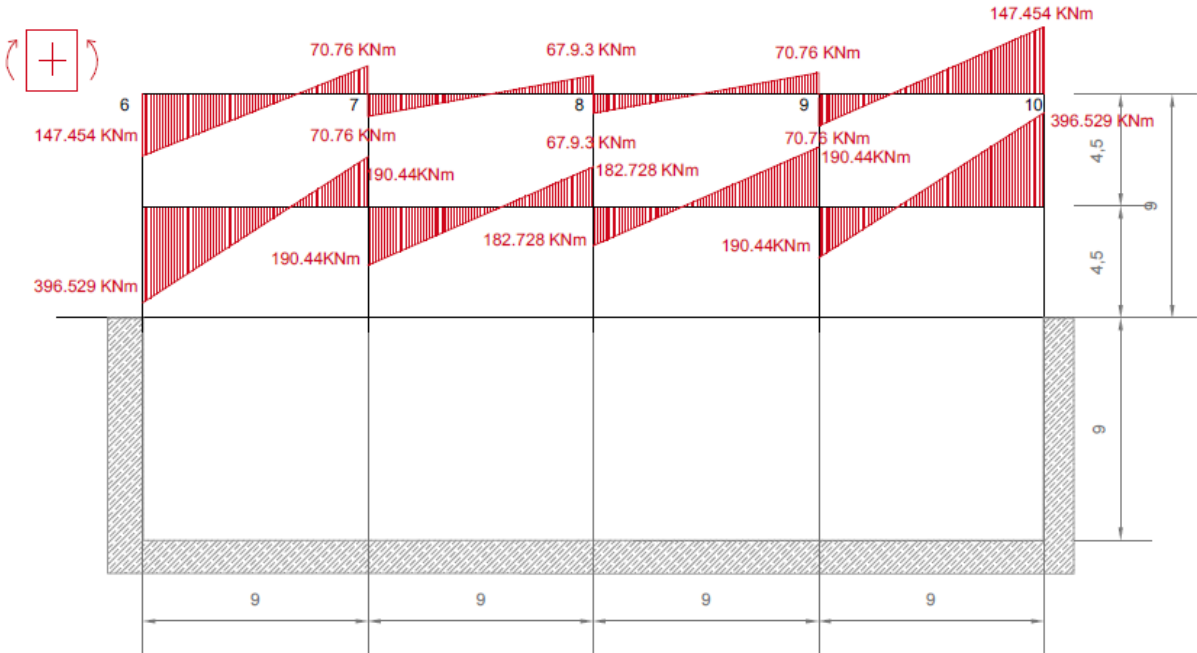
Fuente: Elaboración propia.

Figura 20: Diagrama de Cortantes en pilares



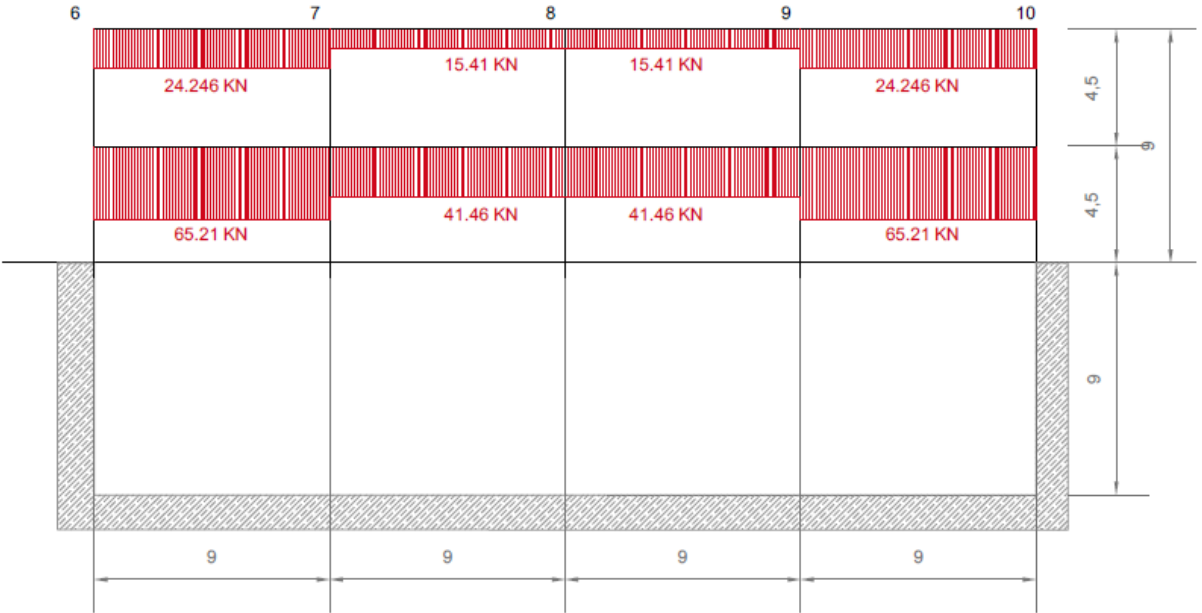
Fuente: Elaboración propia.

Figura 21: Diagrama de Flectores en vigas



Fuente: Elaboración propia.

Figura 22: Diagrama de Cortantes en vigas:



Fuente: Elaboración propia.

3.5.3.-Predimensionado de los elementos del pórtico PX2

Con este predimensionado comprobaremos si los perfiles elegidos para realizar los cálculos anteriores son válidos o no son suficientes. Estudiamos cada elemento en relación a las comprobaciones que impone la norma EAE. Estos cálculos se realizarán para la viga o pilar más desfavorable en cada planta.

3.5.3.1.-Vigas

Vamos a comprobar la viga más desfavorable; la viga 6-7 de planta 1: Representando en las figuras 23 y 24 el momento flector y cortante correspondiente.

Figura 23: Momento flector de la viga

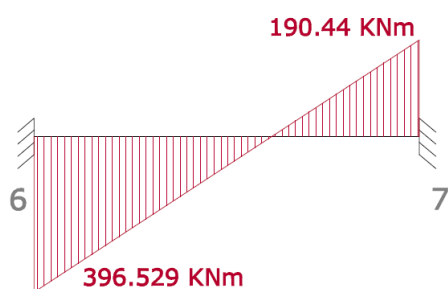


Figura 24: Cortante de la viga



Fuente: Elaboración propia.

Fuente: Elaboración propia.

Para el predimensionado tendremos que mayorar los datos obtenidos, para ello lo multiplicaremos por su coeficiente de mayoración, el momento y cortante serán:

$$M_{ed} = 3.96529 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$V_{ed} = 6.521 \cdot 10^4 \text{ N}$$

3.5.3.1.1.-Tanteo previo al predimensionado

Para elegir un perfil que se acerque al dimensionado final, nos basamos en la fórmula que nos relacione alguna característica del perfil y el momento. Usamos:

$$M_{ed} = W_{pl} \cdot f_y$$

Siendo:

Med Momento mayorado

Wpl Módulo resistente plástico

Fy Resistencia característica del acero S-275

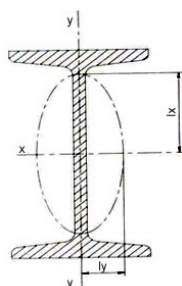
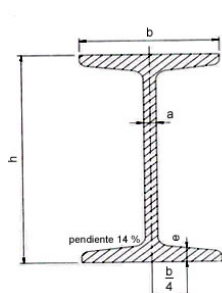
De aquí despejamos Wpl:

$$Wpl = Med/fy = 1.44 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 1441.92 \text{ cm}^3$$

Con este dato entraríamos en las tablas de dimensionamiento de perfiles (ENSIDESA) y buscamos el perfil en el que su valor de Wpl sea mayor al obtenido. En este caso Elegimos por tanto el perfil IPN-400 para realizar el predimensionado ya que $Wy = 14600 \text{ cm}^3$.

Características geométricas de la sección:

IPN-400



$$It = 183 \text{ cm}^4$$

$$Iz = 1160 \text{ cm}^4$$

$$A = 118 \text{ cm}^2$$

$$Iy = 29210 \text{ cm}^4$$

$$Iw = 419600 \text{ cm}^6$$

$$Wy = 1460 \text{ cm}^3$$

3.5.3.1.2.-Clasificación de la sección

En función de la sensibilidad de su respuesta resistente a los fenómenos de inestabilidad de chapas se definen cuatro Clases de secciones transversales metálicas. Habrá que ver a qué clase pertenecen tanto las alas como el alma de la sección y en base a esto se elegirán una serie de fórmulas según el caso.

Para ello nos basamos en la tabla 20.3.a y 20.3.b del Capítulo V de la EAE.

Lo primero habrá que calcular la relación c/t

Siendo:

Para alas:

c largo de medio ala

t espesor del ala

Para almas:

c alto del alma

t espesor del alma

Ala comprimida:

$$c/t = 70.3/14.4 = 4.88 \leq 9 \cdot 0.92$$

$$4.88 \leq 8.28$$

El ala es por tanto CLASE 1. Las Secciones de Clase 1 (plásticas) son aquellas que alcanzan, sin verse afectadas por fenómenos de abolladura en sus zonas comprimidas, su capacidad resistente plástica, y permiten desarrollar, sin reducción de la misma, la capacidad de rotación exigible a una rótula en un análisis global plástico.

Alma flectada:

$$c/t = 371.2/14.4 = 25.77 \leq 72 \cdot 0.92$$

$$25.77 \leq 66.24$$

Se trata por tanto también de un alma CLASE 1.

3.5.3.1.3.-Comprobaciones E.L.U.

- COMPROBACIÓN RESISTENTE $M+V$: (Capítulo 9, 34.7.1. EAE)

En aquellos casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado de solicitaciones de flexión y cortante, el dimensionamiento y comprobación frente a este efecto se llevará a cabo considerando su posible interacción, traduciéndose ello en una posible reducción de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} no supere el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$, no deberá reducirse el valor del momento resistente, a excepción

de los casos en que esta reducción sea necesaria para la consideración del fenómeno de abolladura por cortante .

Habrá que comprobar la siguiente relación para que cumpla éste estado límite de resistencia.

$$M_{ed} \leq M_{y,V,Rd}$$

Vemos si hay reducción por cortante:

$V_{ed} = 6.521 \cdot 10^4$ N Cortante mayorado calculado con anterioridad en la viga más desfavorable.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3}} = \frac{371.2 \cdot 14.4 \cdot 275}{\sqrt{3}} = 8.486 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Siendo:

A_v el área a cortante

$$V_{ed} \geq 0.5V_{pl,Rd}$$

$6.521 \cdot 10^4 \not\geq 4.24 \cdot 10^5$ por lo que no se considera reducción por cortante

Una vez obtenida la resistencia plástica de la sección podemos ver si cumple a cortante o no:

$$6.521 \cdot 10^4 \not\geq 8.486 \cdot 10^5 \text{ por lo tanto CUMPLE A CORTANTE}$$

Comprobamos ahora si cumple la sección a flexión:

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_y = 4.015 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$3.96 \cdot 10^8 \leq 4.015 \cdot 10^8 \text{ Vemos que la sección elegida CUMPLE A FLEXIÓN}$$

- ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA (Capítulo 9, 35.8 EAE)

Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones transversales que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{hw}{tw} \leq k * \frac{E}{fy} * \sqrt{\frac{Aw}{Afc}}$$

Siendo:

A_w es el área del alma

A_{fc} es el área eficaz del ala comprimida

f_y es el límite elástico del acero del ala comprimida

Por lo tanto, realizando el cálculo obtenemos que:

$25.77 \leq 354.524$ La sección CUMPLE LA ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA.

-ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE (Capítulo 9, 35.5 EAE)

Vemos si hay que comprobar la abolladura o no:

En almas sometidas a cortante se deberá comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

Para almas no rigidizadas:

$$hw/tw > 72 * e/h$$

$25.77 < 55.2$ por lo tanto NO HAY ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

- PANDEO LATERAL (Capítulo 9, 35.2 EAE, Eurocódigo)

La comprobación a realizar será la siguiente:

$$M_{ed} \leq M_{b,Rd}$$

Donde:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * f_y$$

Siendo:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \cdot \left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{1/2}; \quad \text{cogemos } L_c = 9 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 9.17 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1.46 \cdot 10^6 \cdot 275}{9.17 \cdot 10^8}} = 0.66; \quad \alpha_{LT} = 0.34;$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2); \quad \varphi_{LT} = 0.796;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}; \quad \chi_{LT} = 0.805 \leq 1;$$

$$M_b, R_d = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y = 3.23 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

Una vez obtenido el pandeo lateral, realizamos la comprobación dando como resultado:

$$3.96 \cdot 10^8 \not\leq 3.23 \cdot 10^8 \text{ por lo tanto NO CUMPLE A PANDEO LATERAL}$$

Con no cumplir tan solo un apartado de las comprobaciones, el perfil seleccionado deberá ser mayor al elegido, por lo tanto, optamos ahora por comprobar con un perfil IPN-140. Se volverían a realizar los mismos cálculos hasta dar con el perfil que satisfaga todas las comprobaciones. Una vez obtenido el que cumple todas, podemos decir que:

El perfil predimensionado para la viga 6-7 de planta 1 es IPN-450.

3.5.4.-Predimensionado del pórtico PY4

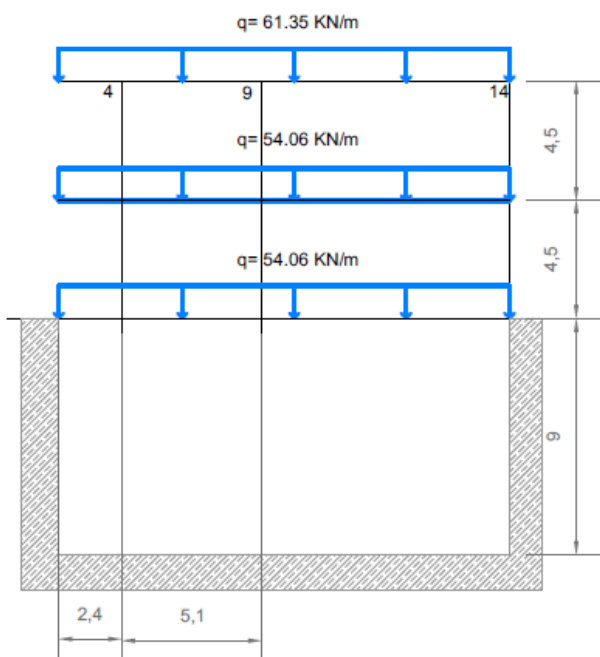
Seguimos los mismos pasos que en el pórtico PX2. Tomamos la hipótesis de carga con las acciones desfavorables y el efecto del viento lo tomamos en la dirección Y positiva.

$$1.35 \times G + 0.3 \times 1.5 \times Q$$

Para este pórtico PY4 si actuarán las cargas permanentes y las sobrecargas, ya que es un pórtico de carga, por lo que la combinación de cargas en el pórtico es:

En la figura 25 se representa el resultado del cálculo para la hipótesis $G \times 1.35$.

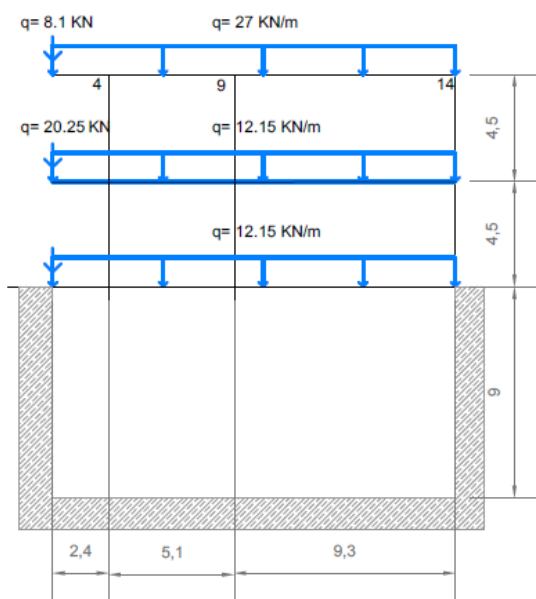
Figura 25: Resultado del cálculo de carga con la Hipótesis $G \times 1.35$



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 26 se representa el resultado del cálculo para la hipótesis $Q \times 0.45$.

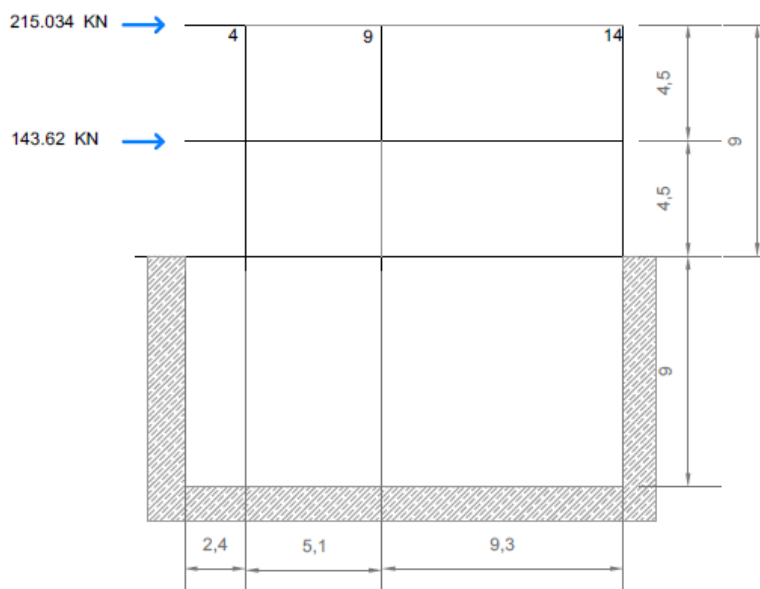
Figura 26: Hipótesis $Q \times 0.45$



Fuente: Elaboración propia

En la figura 27 se representa el resultado del cálculo para la hipótesis Ady^*1 .

Figura 27: Hipótesis Ady^*1



Fuente: Elaboración propia

Para predimensionar el pórtico PY4, al ser un pórtico de carga, dividimos las acciones existentes sobre el mismo en acciones verticales y acciones horizontales, de forma que los cálculos se hacen por separado y una vez halladas las solicitaciones se suman para obtener los resultados finales.

3.5.4.1.- Cálculo del pórtico PY4 frente a cargas verticales

Este método para realizar el predimensionado propone que:

- Supongamos el axil en las vigas aproximadamente cero
- Supongamos un punto en el cual el M_f sea aproximadamente cero, y que corresponde a una distancia $L/10$ desde el extremo izquierdo de la viga.
- Supongamos un punto en el cual el M_f sea aproximadamente cero, y que corresponde a una distancia $L/10$ desde el extremo derecho de la viga.

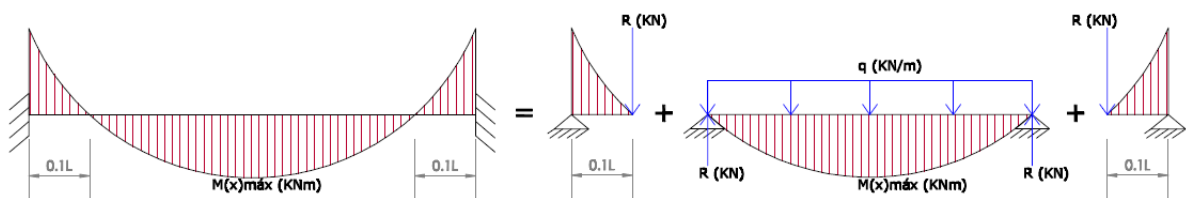
Al adoptar estas hipótesis pasamos de un problema hiperestático a un problema ISOSTÁTICO.

Estudiaremos lo siguiente:

- La parte central de la viga, hallando los momentos flectores y cortantes de la misma.
- Las partes extremas de las vigas y los pilares, calculando los momentos flectores en los encuentros.
- Los axiles en los pilares.
- Los momentos en los extremos de los pilares, calculando el equilibrio de la sección en cada nudo. Para esto un método aproximado es repartir el momento de las vigas, proporcionalmente a la inercia a flexión de los pilares. Como no conocemos de primeras la inercia a flexión, dividiremos el momento resultante entre 0,5.

En la figura 28 se representan los tramos a calcular de la viga

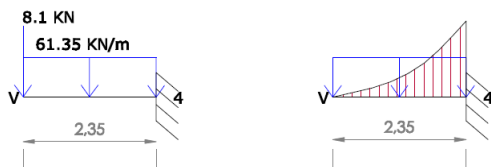
Figura 28: Tramos a calcular de la viga



Fuente: Elaboración propia

3.5.4.1.1.- Cálculo del pórtico de cubierta

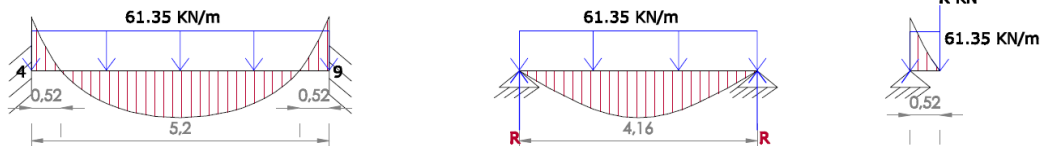
- Tramo V-4



$$M_4 = \frac{q \cdot L^2}{2} = \frac{61.35 \cdot 2.35^2}{2} + 8.1 \cdot 2.35 = 188.438 \text{ KNm}$$

$$\sum F_V = 0; V_4 = 61.35 * 2.35 + 8.1 = 152.273 \text{ KN}$$

- Tramo 4-9

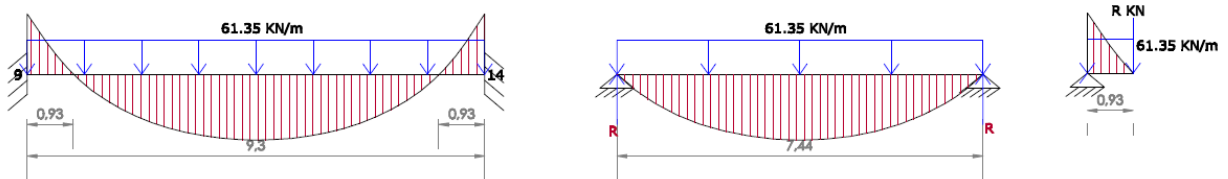


$$\sum F_V = 0; R = \frac{61.35 * 4.16}{2} = 127.608 \text{ KN}$$

$$M_4 = 0.52 * 127.608 + \frac{61.35 * 0.52^2}{2} = 74.65 \text{ KNm}$$

$$V_{4-9} = \frac{61.35 * 5.2}{2} = 159.51 \text{ KN}$$

- Tramo 9-14



$$M_{\text{centro}} = \frac{q * L^2}{8} = \frac{61.35 * 7.44^2}{8} = 424.493 \text{ KNm}$$

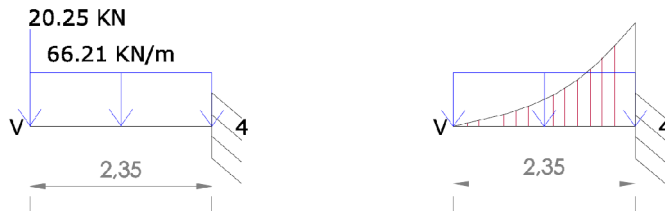
$$\sum F_V = 0; R = \frac{61.35 * 7.44}{2} = 228.222 \text{ KN}$$

$$M_9 = 0.93 * 228.22 + \frac{61.35 * 0.93^2}{2} = 238.77 \text{ KNm}$$

$$V_{4-9} = \frac{61.35 * 9.3}{2} = 285.278 \text{ KN}$$

3.5.4.1.2.- Cálculo del pórtico de planta +1

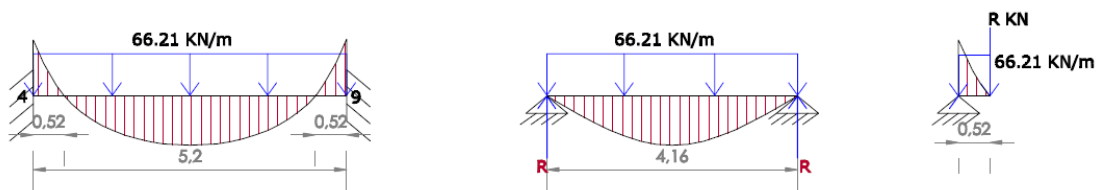
- Tramo V-4



$$M_4 = \frac{q \cdot L^2}{2} = \frac{66.21 \cdot 2.35^2}{2} + 20.25 \cdot 2.35 = 230.41 \text{ KNm}$$

$$\sum F_V = 0; V_4 = 66.21 \cdot 2.35 + 20.25 = 175.844 \text{ KN}$$

- Tramo 4-9



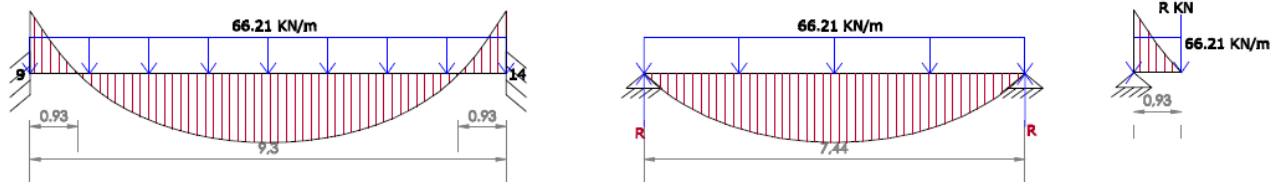
$$M_{\text{centro}} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{66.21 \cdot 4.16^2}{8} = 143.22 \text{ KNm}$$

$$\sum F_V = 0; R = \frac{66.21 \cdot 4.16}{2} = 137.717 \text{ KN}$$

$$M_4 = 0.52 \cdot 137.71 + \frac{66.21 \cdot 0.52^2}{2} = 80.56 \text{ KNm}$$

$$V_{4-9} = \frac{66.21 \cdot 5.2}{2} = 172.14 \text{ KN}$$

- Tramo 9-14



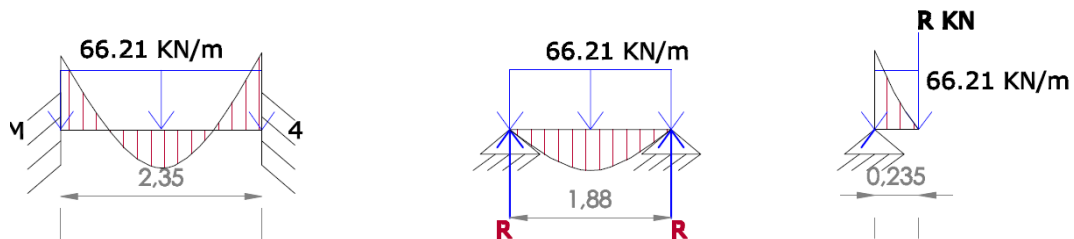
$$\sum F_v = 0; R = \frac{66.21 \cdot 7.44}{2} = 246.301 \text{ KN}$$

$$M_b = 0.93 \cdot 246.301 + \frac{66.21 \cdot 0.93^2}{2} = 257.69 \text{ KNm}$$

$$V_{4-9} = \frac{66.21 \cdot 9.3}{2} = 307.87 \text{ KN}$$

3.5.4.1.3.- Cálculo del pórtico de planta 0

- Tramo M-4



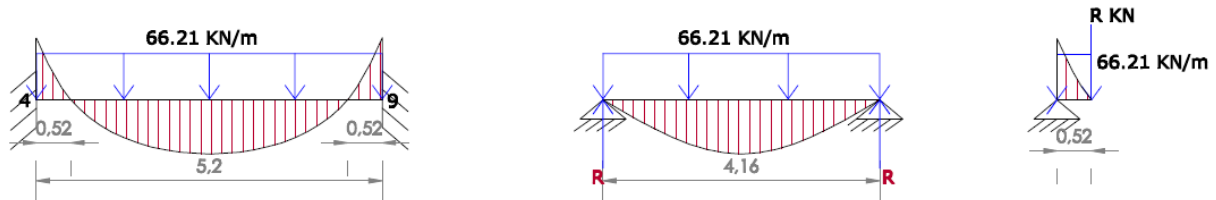
$$M_{\text{centro}} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{66.21 \cdot 1.88^2}{8} = 29.25 \text{ KNm}$$

$$\sum F_v = 0; R = \frac{66.21 \cdot 1.88}{2} = 62.23 \text{ KN}$$

$$M_M = 0.235 \cdot 62.23 + \frac{66.21 \cdot 0.235^2}{2} = 16.45 \text{ KNm}$$

$$V_{M-4} = \frac{66.21 \cdot 2.35}{2} = 77.8 \text{ KN}$$

- Tramo 4-9

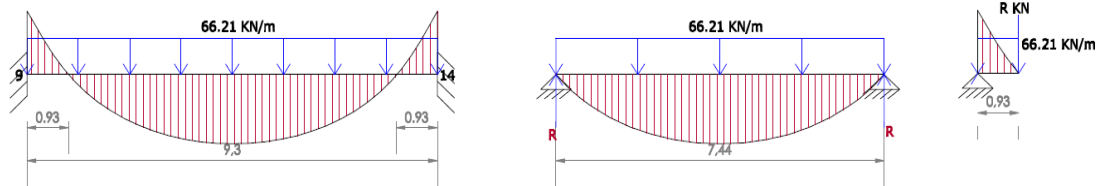


$$\sum F_v = 0; R = \frac{66.21 \cdot 4.16}{2} = 137.71 \text{ KN}$$

$$M_4 = 0.52 \cdot 137.71 + \frac{66.21 \cdot 0.52^2}{2} = 80.56 \text{ KNm}$$

$$V_{4-9} = \frac{66.21 \cdot 5.2}{2} = 172.14 \text{ KN}$$

- Tramo 9-14



$$M_{\text{centro}} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{66.21 \cdot 7.44^2}{8} = 458.12 \text{ KNm}$$

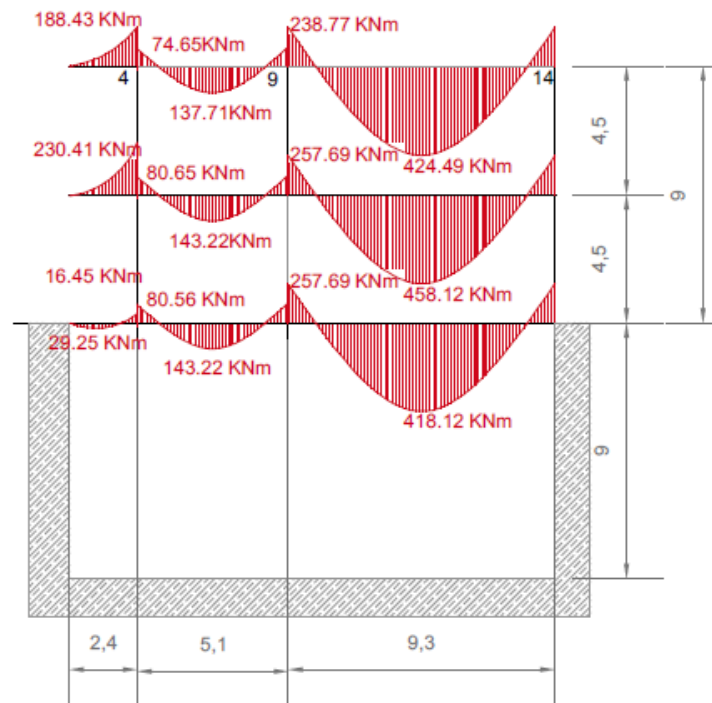
$$\sum F_v = 0; R = \frac{66.21 \cdot 7.44}{2} = 246.3 \text{ KN}$$

$$M_9 = 0.93 \cdot 246.3 + \frac{66.21 \cdot 0.93^2}{2} = 257.69 \text{ KNm}$$

$$V_{4-9} = \frac{66.21 \cdot 9.3}{2} = 307.87 \text{ KN}$$

En la figura 29, se representan los momentos calculados en cada uno de los tramos del pórtico.

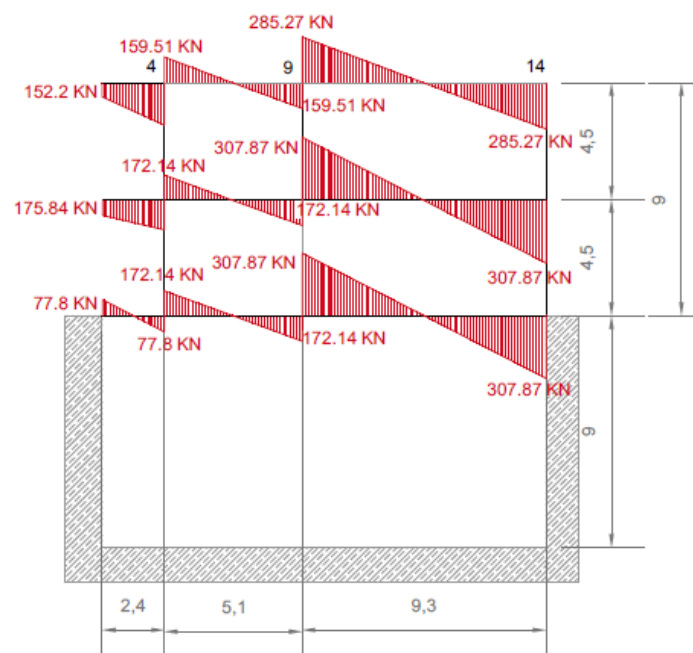
Figura 29: Diagrama de Md en vigas debido a cargas verticales



Fuente: Elaboración propia

En la figura 30, se representan los cortantes calculados en cada uno de los tramos del pórtico.

Figura 30: Diagrama de Vd en vigas debido a cargas verticales.

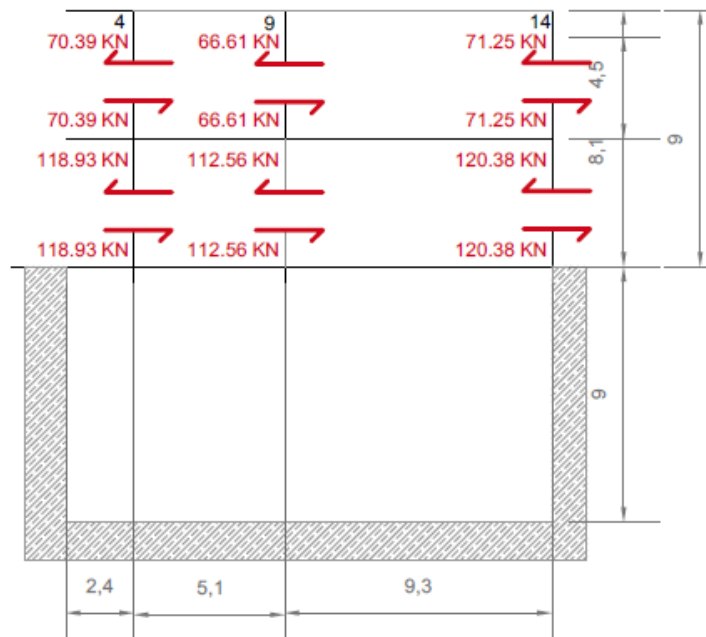


Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.2.- Cálculo del pórtico PY4 frente a cargas horizontales de viento

Solicitaciones en el pórtico PY4, representadas en la figura 31, debidas al viento actuando en la dirección más desfavorable para el cálculo, el eje Y. Cortante repartido en los pilares.

Figura 31: Solicitaciones en el pórtico PY4 debidas al viento.



Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.2.1.-Cálculo del pórtico de cubierta

A continuación se detallarán los cálculos de los elementos de estructura. En primer lugar realizaremos el cálculo de la planta cubierta. En la figura 32 observamos los cortantes correspondientes a los pilares de esta planta.

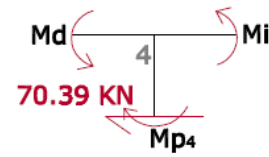
Figura 32: Cortantes en pilares del pórtico PY4 de la planta cubierta.



Fuente: Elaboración propia

.-MOMENTOS FLECTORES Y CORTANTES EN PILARES Y VIGAS:

- Pilar 4

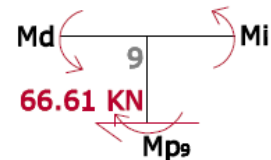


$$Mpilar_4 = 70.39 * 2.25 = 158.378 \text{ KNm}$$

$$M_d = Mpilar_i * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 153.378 * \left(\frac{\frac{1}{5.2}}{\frac{1}{5.2} + \frac{1}{2.35}} \right) = 49.29 \text{ KNm}$$

$$M_i = Mpilar_i * \left(\frac{\frac{1}{L_d}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 153.378 * \left(\frac{\frac{1}{2.35}}{\frac{1}{5.2} + \frac{1}{2.35}} \right) = 109.081 \text{ KNm}$$

- Pilar 9

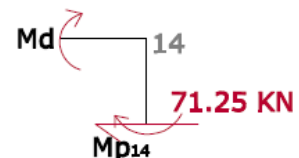


$$Mp_9 = 66.61 * 2.25 = 149.87 \text{ KNm}$$

$$M_d = Mpilar_i * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 149.87 * \left(\frac{\frac{1}{9.3}}{\frac{1}{9.3} + \frac{1}{5.2}} \right) = 53.74 \text{ KNm}$$

$$M_i = Mpilar_i * \left(\frac{\frac{1}{L_d}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 96.12 \text{ KNm}$$

- Pilar 14



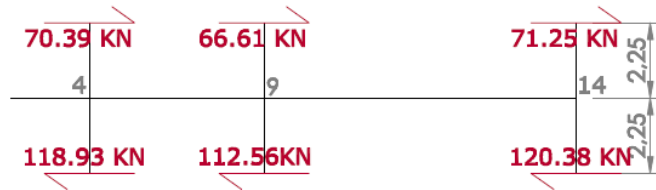
$$Mp_{14} = 71.25 * 2.25 = 160.313 \text{ KNm}$$

$$M_d = 160.313 \text{ KNm}$$

3.5.4.2.2.- Cálculo del pórtico de planta + 1

En segundo lugar realizaremos el cálculo de la planta +1. En la figura 33 observamos los cortantes correspondientes a los pilares de esta planta

Figura 33: Cortantes en pilares del pórtico PY4 de la planta +1.



Fuente: Elaboración propia.

- MOMENTOS FLECTORES Y CORTANTES EN PILARES Y VIGAS:

- Pilar 4

$$M_{pilar_{4sup}} = 70.39 \cdot 2.25 = 158.378 \text{ KNm}$$

$$M_{pilar_{4inf}} = 118.93 \cdot 2.25 = 267.6 \text{ KNm}$$

$$M_d = 132.58 \text{ KNm}$$

$$M_i = 293.389 \text{ KNm}$$



- Pilar 9

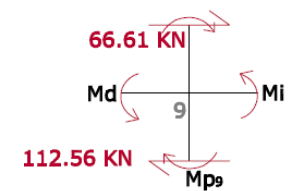
$$M_{pilar_{9sup}} = 149.87 \text{ KNm}$$

$$M_{pilar_{9inf}} = 112.56 \cdot 2.25 = 253.26 \text{ KNm}$$

$$M_d = M_{pilar_i} \cdot \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 149.87 \cdot \left(\frac{\frac{1}{9.3}}{\frac{1}{9.3} + \frac{1}{5.2}} \right) = 53.74$$

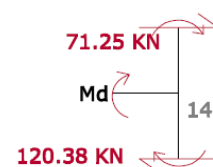
$$M_d = 125.47 \text{ KNm}$$

$$M_i = 277.65 \text{ KNm}$$



- Pilar 14

Pilar Rodríguez Requena



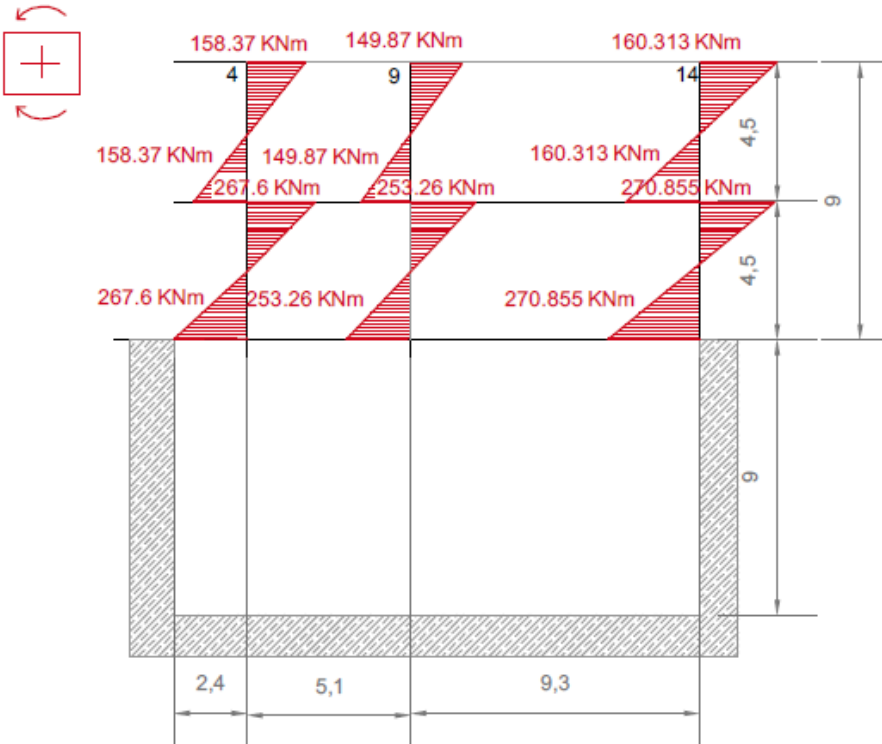
$$M_{pilar_{14sup}} = 160.313 \text{ KNm}$$

$$M_{pilar_{14inf}} = 120.38 * 2.25 = 270.855 \text{ KNm}$$

$$M_d = 431.168 \text{ KNm}$$

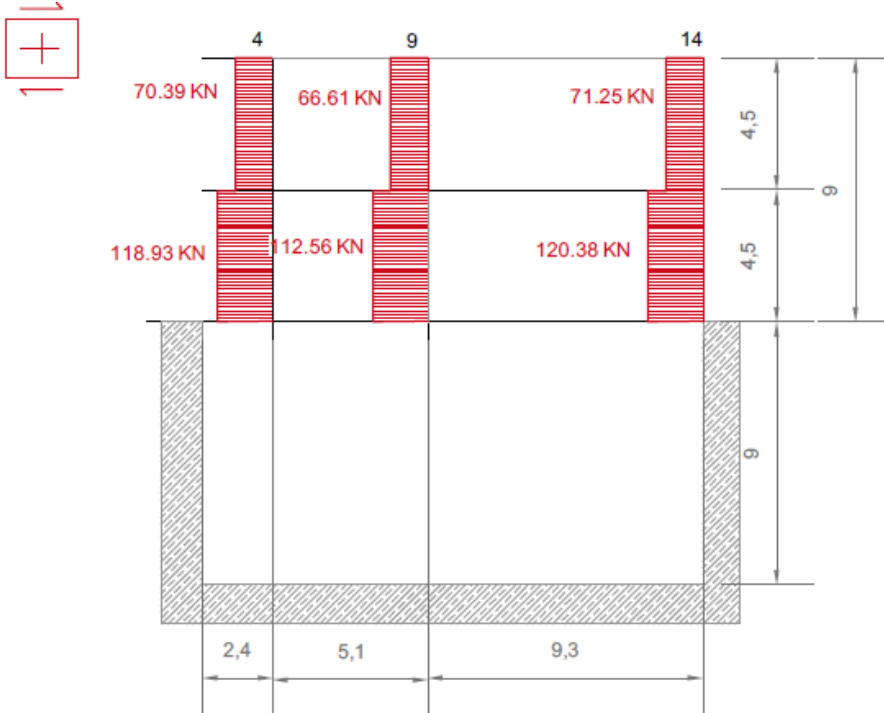
Una vez obtenidos los valores de los momentos y cortantes en pilares y vigas se representan en las figuras 34, 35, 36 y 37.

Figura 34: Diagrama de flectores en pilares debido a cargas horizontales



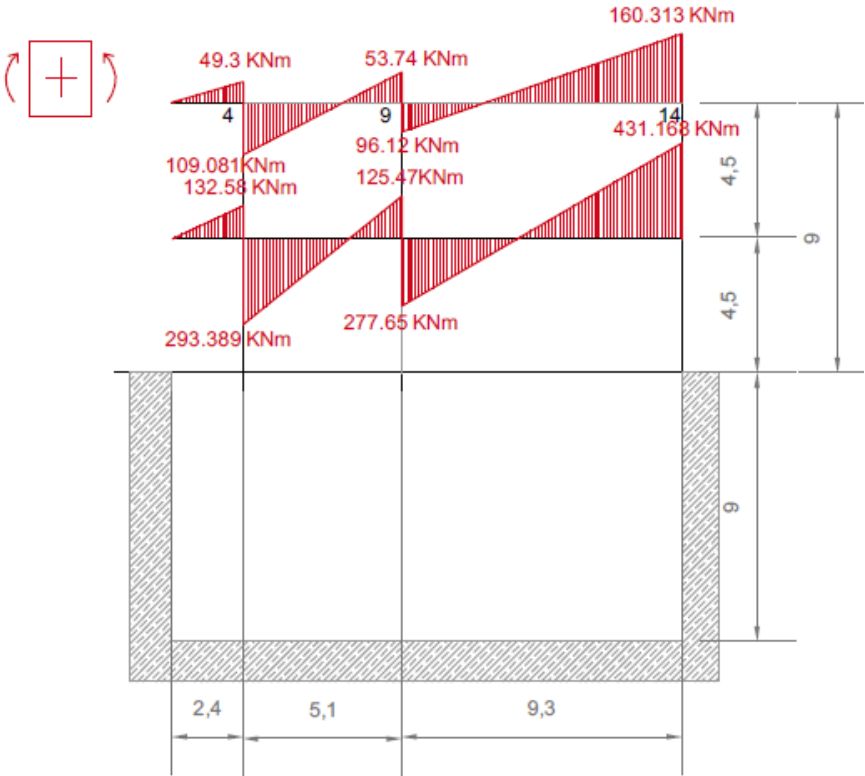
Fuente: Elaboración propia

Figura 35: Diagrama de Cortantes en pilares debido a cargas horizontales



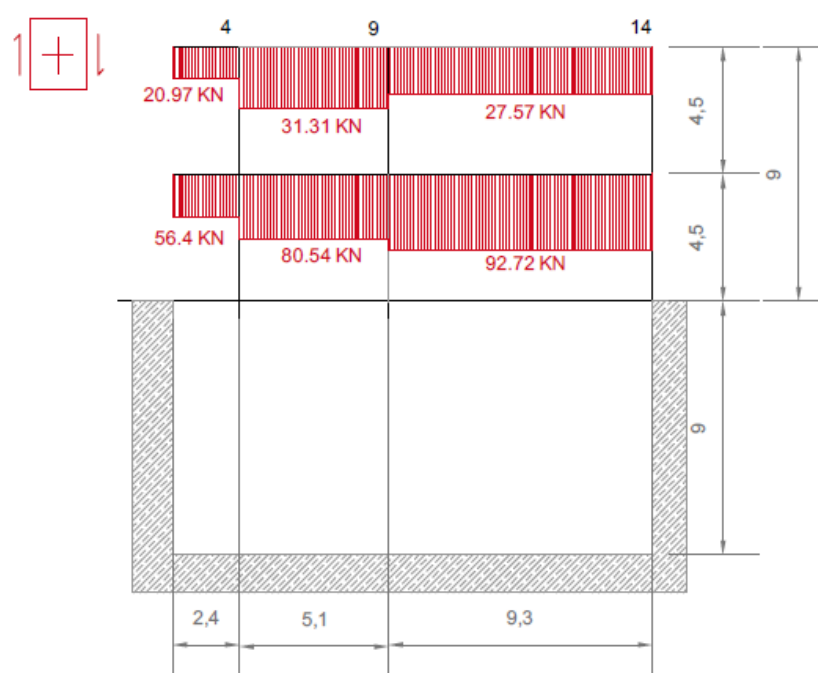
Fuente: Elaboración propia

Figura 36: Diagrama de Flectores en vigas debido a cargas horizontales



Fuente: Elaboración propia

Figura 37: Diagrama de Cortantes en vigas debido a cargas horizontales



Fuente: Elaboración propia

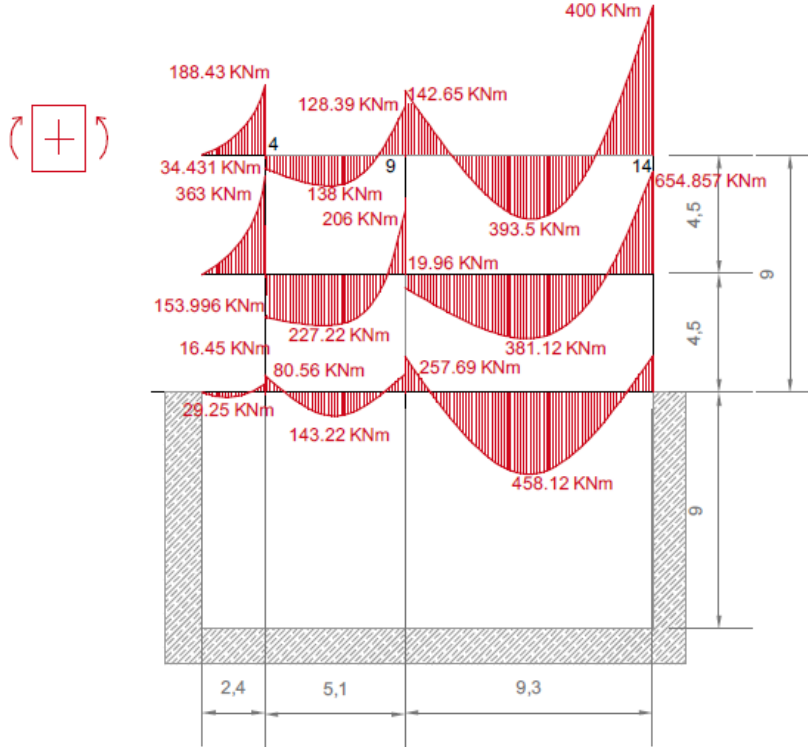
3.5.4.3.- Combinación de las solicitaciones del pórtico PY4

Conocidos ya los momentos y cortantes del pórtico, se combinan ambas hipótesis, de esta manera comprobamos cuáles son las solicitaciones más desfavorables para dimensionar los elementos del pórtico.

3.5.4.3.1.- Hipótesis de carga: $1.35 \times G + 0.45 \times Q$

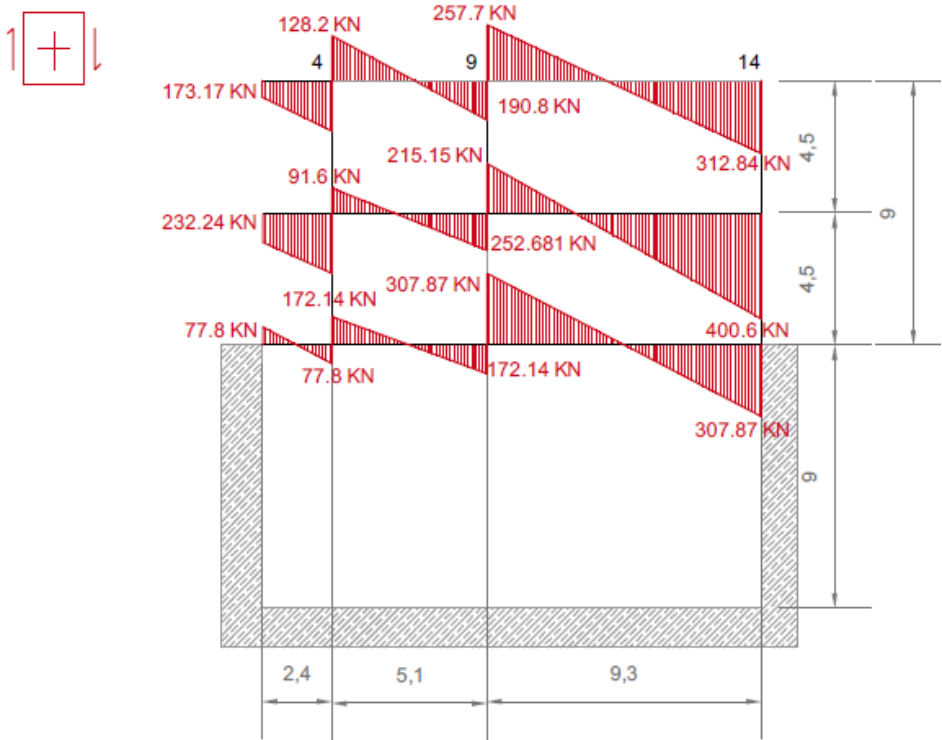
En las figuras 38 y 39 podemos los momentos y cortantes resultantes del cálculo de la primera hipótesis.

Figura 38: Envolvente de Momentos en vigas:



Fuente: Elaboración propia.

Figura 39: Envolvente de Cortantes en vigas:

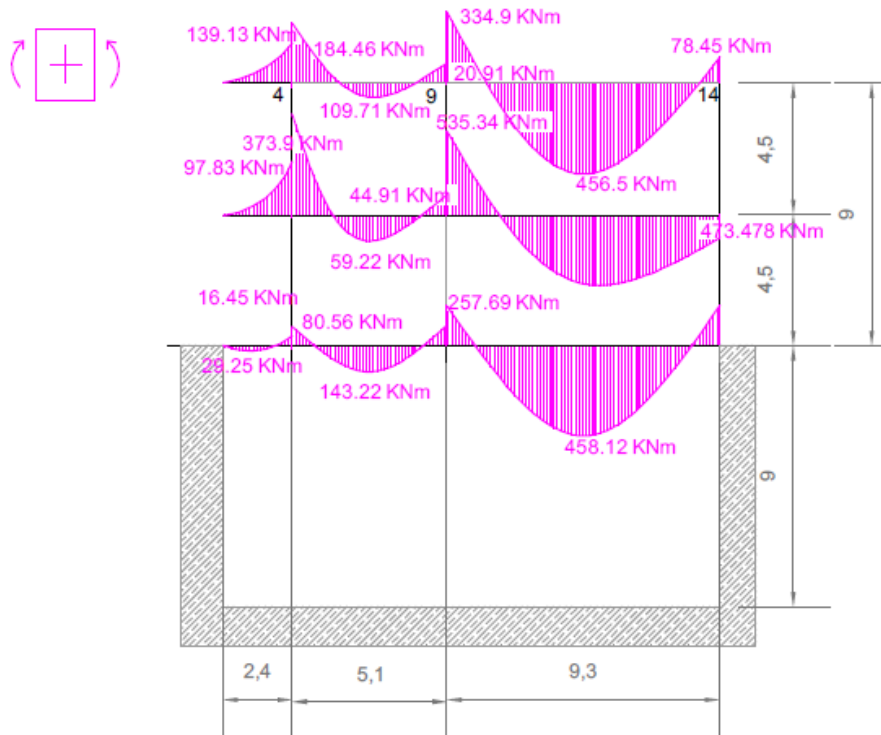


Fuente: Elaboración propia

3.5.4.3.2.- Hipótesis de carga: $1.35 \times G + 1.5 \times Q$

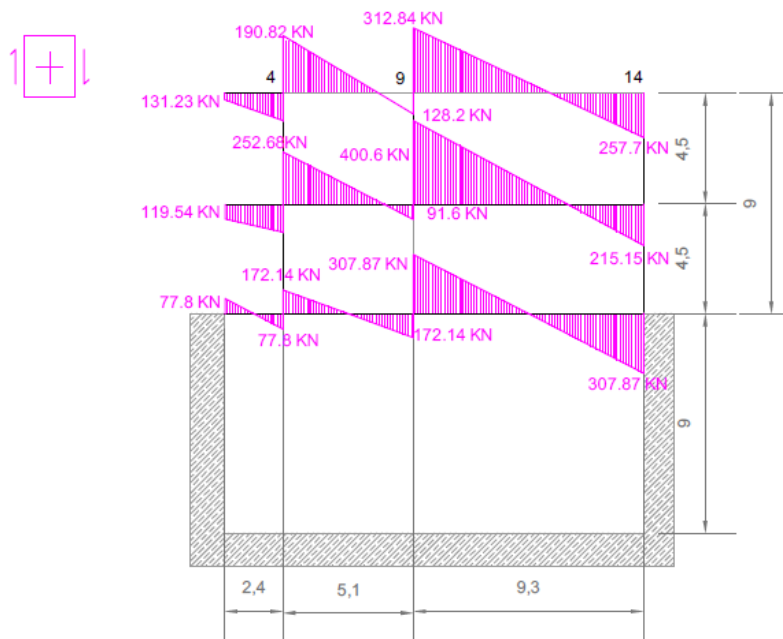
En las figuras 40 y 41 podemos los momentos y cortantes resultantes del cálculo de la segunda hipótesis.

Figura 40: Envolvente de Momentos en vigas:



Fuente: Elaboración propia

Figura 42: Envolvente de Cortantes en vigas:

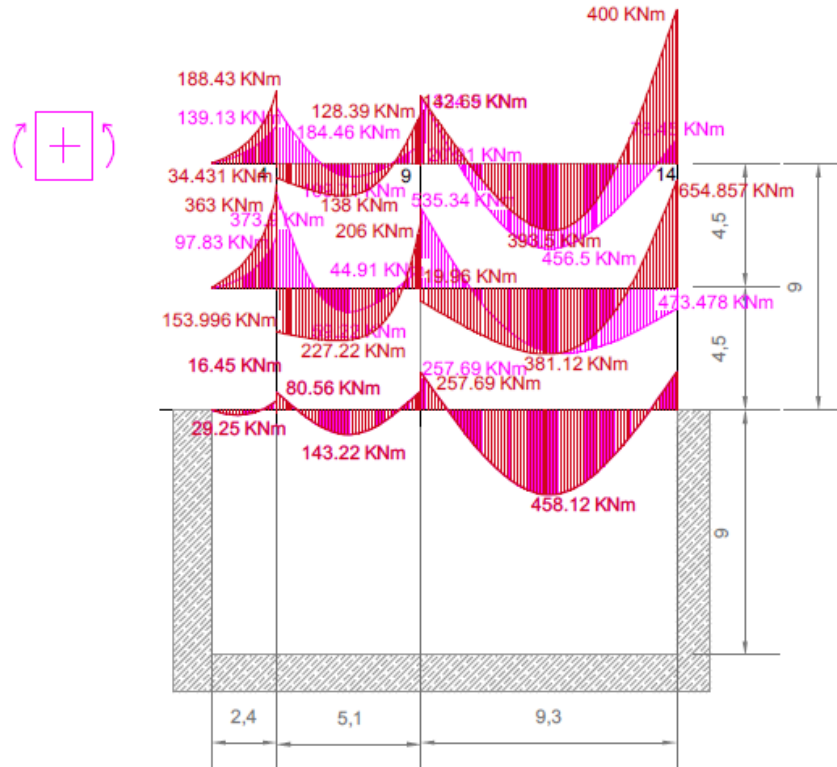


Fuente: Elaboración propia

3.5.4.3.3.- Envoltentes totales

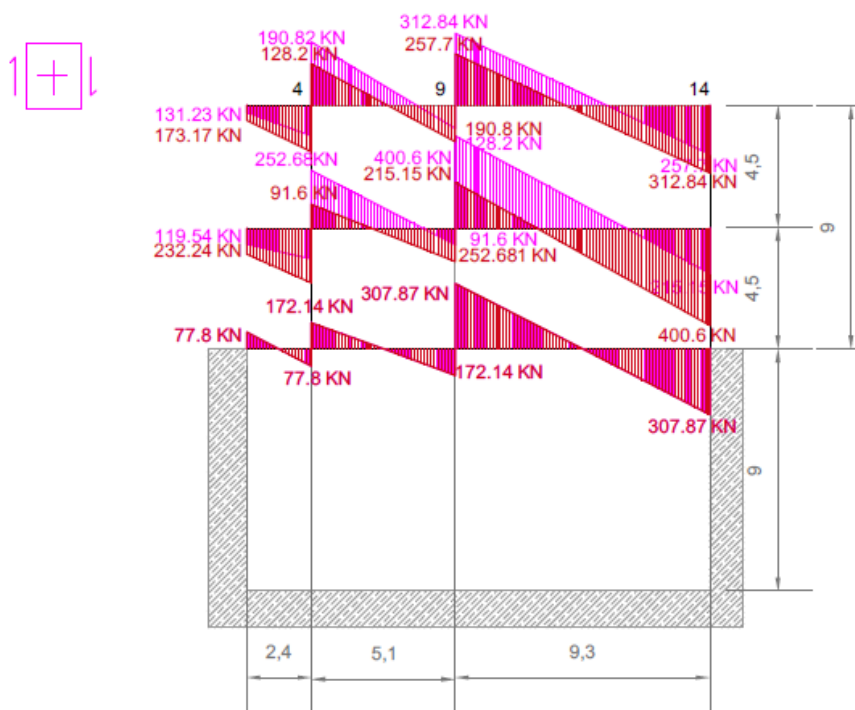
En la figura 43 y 44 se ven los resultados de la combinación de las solicitaciones.

Figura 43: Envoltente total Momentos en vigas



Fuente: Elaboración propia

Figura 44: Envoltente total Cortantes en vigas



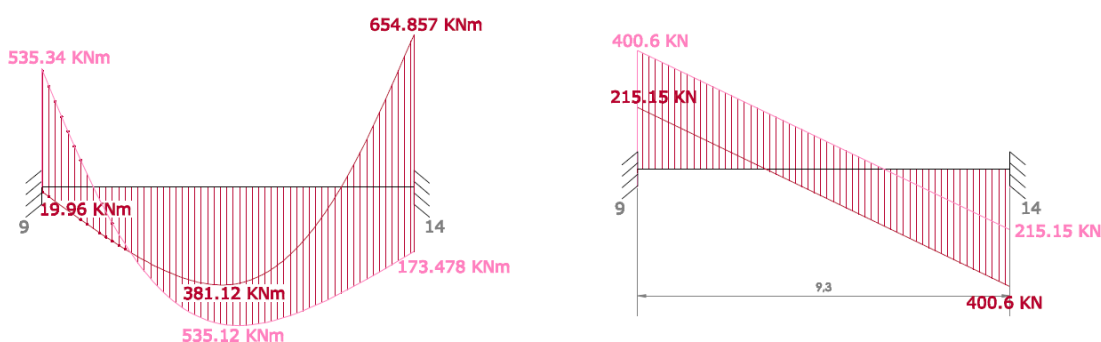
Fuente: Elaboración propia

3.5.5.- Predimensionado de los elementos del pórtico PY4

3.5.5.1.- Vigas

Predimensionamos la más desfavorable del pórtico, en este caso la viga 9-14 de la planta primera. En la figura 45 se representa los valores de ésta:

Figura 45: Envolvente total de Momentos y Cortantes en la viga más desfavorable, 9-14



Fuente: Elaboración propia

Para el predimensionado tendremos que mayorar los datos obtenidos, para ello lo multiplicaremos por su coeficiente de mayoración. El momento y cortante serán:

$$M_{ed} = 6.548 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$V_{ed} = 4 \cdot 10^5 \text{ N}$$

3.5.5.1.1.- Tanteo previo al predimensionado

Al igual que en el caso anterior para acercarnos al dimensionado final, nos tenemos que basar en la fórmula que relacione las características del perfil y el momento mayorado:

$$M_{ed} = W_{pl} \cdot f_y$$

Siendo:

M_{ed} Momento mayorado

W_{pl} Módulo resistente plástico

f_y Resistencia característica del acero S-275

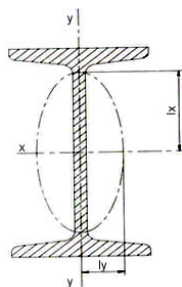
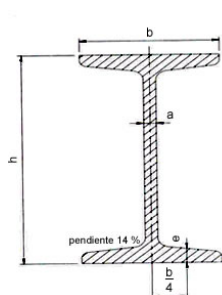
De aquí despejamos W_{pl} :

$$W_{pl} = M_{ed}/f_y = 2.381 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 2381.09 \text{ cm}^3$$

Con este dato entraríamos en las tablas de dimensionamiento de perfiles y buscamos el perfil en el que su valor de W_{pl} sea mayor al obtenido mediante los prontuarios de estructuras metálicas, en este caso ENSIDESA. Elegimos por tanto el perfil IPN-500 para realizar el predimensionado.

Características geométricas de la sección:

IPN-500



$$A = 180 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 68740 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2480 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 449 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 1403000 \text{ cm}^6$$

$$W_y = 2750 \text{ cm}^3$$

3.5.5.1.2.- Clasificación de la sección

Al igual que en el caso anterior ello nos basamos en la tabla 20.3.a y 20.3.b del Capítulo V de la EAE.

Lo primero habrá que calcular la relación c/t

Siendo:

Para alas:
 c largo de medio ala
 t espesor del ala

Para almas:
 c alto del alma
 t espesor del alma

Ala comprimida:

$$c/t = 83.5/18 = 4.63 \leq 9 \cdot 0.92$$

$$4.763 \leq 8.28$$

El ala es por tanto CLASE 1. Las Secciones de Clase 1 (plásticas) son aquéllas que alcanzan, sin verse afectadas por fenómenos de abolladura en sus zonas comprimidas, su

capacidad resistente plástica, y permiten desarrollar, sin reducción de la misma, la capacidad de rotación exigible a una rótula en un análisis global plástico.

Alma flectada:

$$c/t = 464/18 = 25.77 \leq 72 \cdot 0.92$$

$$25.77 \leq 66.24$$

Se trata por tanto también de un alma CLASE 1.

3.5.5.1.3.- Comprobaciones E.L.U.

- COMPROBACIÓN RESISTENTE M+V: (Capítulo 9, 34.7.1. EAE)

Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} no supere el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$, no deberá reducirse el valor del momento resistente, a excepción de los casos en que esta reducción sea necesaria para la consideración del fenómeno de abolladura por cortante.

Habrá que comprobar la siguiente relación para que cumpla éste estado límite de resistencia.

$$M_{ed} \leq M_{y,V,Rd}$$

Vemos si hay reducción por cortante:

$$V_{ed} = 4 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3}} = \frac{464 \cdot 18 \cdot 275}{\sqrt{3}} = 1.326 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$V_{ed} \geq 0.5 V_{pl,Rd}$$

$$4 \cdot 10^5 \not\geq 6.63 \cdot 10^5 \text{ Por lo que no se considera reducción por cortante.}$$

Una vez obtenida la resistencia plástica de la sección podemos ver si cumple a cortante o no:

$$4 \cdot 10^5 \not\geq 1.326 \cdot 10^6 \text{ Por lo tanto, CUMPLE A CORTANTE}$$

Comprobamos ahora si cumple la sección a flexión:

$$M_{ed} \leq M_c, R_d$$

$$M_c, R_d = W_{pl} * f_y = 7.562 * 10^8 \text{ Nmm}$$

$6.548 * 10^8 \leq 7.562 * 10^8$ Vemos que la sección elegida CUMPLE A FLEXIÓN

- ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA (Capítulo 9, 35.8 EAE)

Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones transversales que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{hw}{tw} \leq k * \frac{E}{f_y} * \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Siendo:

A_w es el área del alma

A_{fc} es el área eficaz del ala comprimida

f_y es el límite elástico del acero del ala comprimida

Por lo tanto, realizando el cálculo obtenemos que:

$$\frac{464}{18} \leq 0.3 * \frac{2.1 * 10^5}{275} * \sqrt{\frac{464 * 18}{(185 * 18)}}$$

$25.77 \leq 362.811$ La sección CUMPLE LA ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA.

- ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE (Capítulo 9, 35.5 EAE)

Vemos si hay que comprobar la abolladura o no:

En almas sometidas a cortante se deberá comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

Para almas no rigidizadas:

$$hw/tw > 72 * e/h$$

$25.77 < 55.2$ por lo tanto NO HAY ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

- PANDEO LATERAL (Capítulo 9, 35.2 EAE, Eurocódigo)

La comprobación a realizar será la siguiente:

$$M_{ed} \leq M_{b,Rd}$$

Donde:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * f_y$$

Siendo:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(K * L)^2} * \left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right)^{1/2}; \quad L_c = 9.3 \text{ m};$$

$$M_{cr} = 2.1 * 10^9 \text{ Nmm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.599; \quad \alpha_{LT} = 0.34;$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 * (1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2); \quad \varphi_{LT} = 0.747;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}; \quad \chi_{LT} = 0.8379 \leq 1;$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * f_y = 6.33 * 10^8 \text{ Nmm}$$

Una vez obtenido el pandeo lateral, realizamos la comprobación dando como resultado:

$$6.548 * 10^8 \not\leq 6.33 * 10^8 \text{ Por lo tanto NO CUMPLE A PANDEO LATERAL}$$

Con no cumplir tan solo un apartado de las comprobaciones, el perfil seleccionado deberá ser mayor al elegido, por lo tanto, optamos ahora por comprobar con un perfil IPN-550. Se volverían a realizar los mismos cálculos hasta dar con el perfil que satisfaga todas las comprobaciones.

Una vez que conseguimos el perfil que cumpla a pandeo lateral, quedará una última comprobación a realizar:

- FLECHA

Para el caso de un forjado ordinario el valor límite de la flecha recomendada es:

$$F_{\text{máx}} = L/400$$

$$9300 \text{ mm}/400 = 23.25 \text{ mm}$$

Siendo L la longitud del vano.

Habrá que comprobar que para una viga IPN-550 la flecha máxima con una longitud de vano de 9300 mm sea menor a la permitida:

$$F_{9-14} < F_{\text{máx}}$$

22.51 mm < 23.25 mm como nos da un valor menor al máximo permitido, la viga CUMPLE A FLEXION.

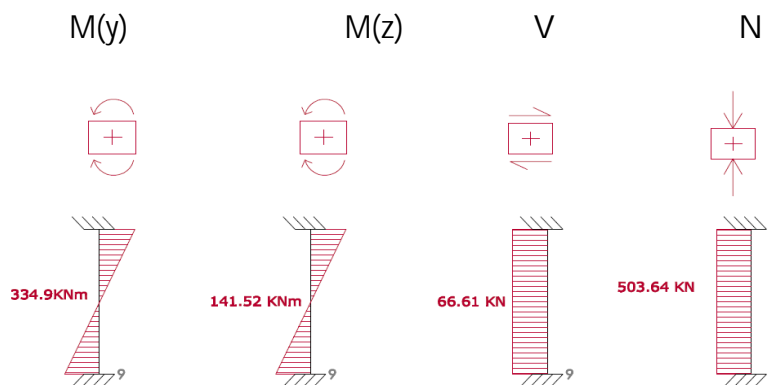
Una vez obtenido el que cumple todas, podemos decir que:

El perfil predimensionado para la viga 9-14 de planta 1 es IPN-550

3.5.5.2.- Pilares planta de cubierta

Se utilizan perfiles HEM. Se predimensionará el pilar 9, en la figura 46 se representan los momentos, el cortante y el axil en el pilar.

Figura 46: Momentos, cortante y axil en pilar 9:



Fuente: Elaboración propia.

Se mayorarán las solicitaciones mediante los coeficientes correspondientes.

$$M_{\text{edy}} = 3.349 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$M_{edz} = 1.4152 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$V_{ed} = 6.661 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$N_{ed} = 5.0364 \cdot 10^5 \text{ N}$$

3.5.5.2.1.- Tanteo previo al predimensionado

Al igual que ocurre en las vigas, debemos buscar la fórmula que nos relacione características de las piezas con sus momentos.

$$M = W_{pl} \cdot f_y$$

Siendo:

Med Momento mayorado

Wpl Módulo resistente plástico

Fy Resistencia característica del acero S-275

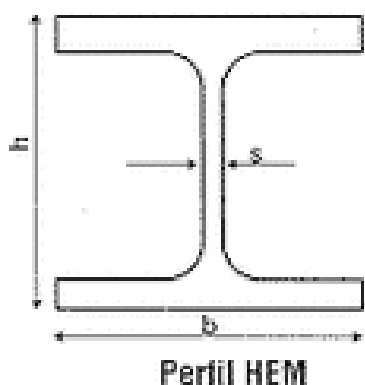
De aquí despejamos Wpl:

$$W_{pl} = M/f_y = 3.349 \cdot 10^8 / 275 = 1.217 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 1217.82 \text{ cm}^3$$

Con este dato entraríamos en las tablas de dimensionamiento de perfiles y buscamos el perfil en el que su valor de Wpl sea mayor al obtenido. Elegimos por tanto el perfil HEM-220 para realizar el predimensionado.

Características geométricas de la sección:

HEM-220



$$A = 149.4 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 14605 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 5012 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 1220 \text{ cm}^3$$

$$W_z = 444 \text{ cm}^3$$

3.5.5.2.2.- Clasificación de la sección

Al igual que hacíamos para las vigas, tendremos que clasificar cada parte del perfil elegido. Para ello nos basamos en la tabla 20.3.a y 20.3.b del Capítulo V de la EAE.

Lo primero habrá que calcular la relación c/t

Siendo:

Para alas:
 c largo de medio ala
 t espesor del ala

Para almas:
 c alto del alma
 t espesor del alma

Ala comprimida:

$$c/t = 70.3/14.4 = 4.88 \leq 9 \cdot 0.92$$

$$4.88 \leq 8.28$$

Alma flectada:

$$c/t = 371.2/14.4 = 25.77 \leq 72 \cdot 0.92$$

$$25.77 \leq 66.24$$

En este caso nos volvemos a encontrar con un perfil CLASE 1

3.5.5.2.3.- Comprobaciones resistentes

- AXIL DE COMPRESIÓN:

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión N_{ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$N_{ed} \leq N_{c,Rd}$$

Siendo:

Ned el valor de cálculo del esfuerzo axil

Nc,Rd la resistencia de cálculo de la sección a compresión

La resistencia de cálculo de la sección para un esfuerzo axil de compresión Nc,Rd se obtendrá mediante las siguiente expresión al tratarse de un perfil CLASE 1:

$$N_{c,Rd} = A * f_y = 14940 * 275 = 4.1 * 10^6 \text{ N}$$

$5.0364 * 10^5 \leq 4.1 * 10^6$ Por lo tanto, CUMPLE A COMPRESIÓN

- CORTANTE:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante Ved deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

Siendo:

Ved el valor de cálculo del esfuerzo cortante

Vc,Rd es la resistencia de cálculo de la sección a cortante

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\sqrt{3}} = \frac{152 * 15.5 * 275}{\sqrt{3}} = 3.74 * 10^5 \text{ N}$$

$6.661 * 10^4 \leq 3.74 * 10^5$ podemos decir por tanto que CUMPLE A CORTANTE

Hacemos la comprobación para ver si hay que reducir por cortante al igual que ocurría en las vigas:

$$6.661 * 10^4 \leq 0.5 * 3.74 * 10^5$$

$6.661 * 10^4 \leq 1.87 * 10^5$ Dado el resultado, NO HABRÁ QUE REDUCIR POR CORTANTE

- MOMENTO FLECTOR:

El valor de cálculo del momento flector MEd deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$M_{ed_y} \leq M_{c,Rd_y}$$

$$M_{c,Rd_y} = W_{pl} * f_y = 3.35 * 10^8 \text{ N*mm}$$

$$3.349 * 10^8 \leq 3.35 * 10^8 \text{ Por lo tanto, CUMPLE A FLEXIÓN}$$

Dado que estamos ante un pilar, habrá que calcular si hay flexión en alguno de sus dos ejes. Vemos ahora el caso del momento flector en el eje Z.

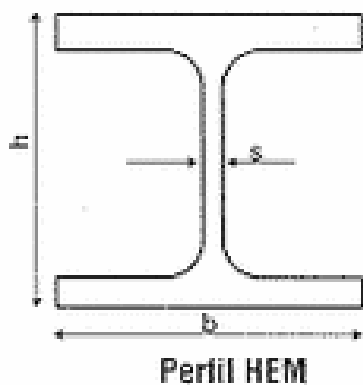
$$M_{ed_z} \leq M_{c,Rd_z}$$

$$M_{c,Rd_z} = W_{pl} * f_y = 1.22 * 10^8 \text{ N*mm}$$

$$1.41 * 10^8 \not\leq 1.22 * 10^8 \text{ Dado el resultado, NO CUMPLE A FLEXIÓN.}$$

Al no cumplir a flexión, tomamos un perfil de mayor sección para ver si cumple todas las comprobaciones.

HEM-240



$$A = 199.6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 24289 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 8153 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 1800 \text{ cm}^3$$

$$W_z = 657 \text{ cm}^3$$

A continuación realizamos los mismos cálculos que hemos hecho con el anterior perfil, y vemos si cumple o no a cada uno de los estados límites de resistencia.

$$N_{c,Rd} = A * f_y = 19960 * 275 = 5.48 * 10^6 \text{ N CUMPLE A COMPRESIÓN}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\sqrt{3}} = \frac{164 * 18 * 275}{\sqrt{3}} = 4.68 * 10^5 \text{ N NO HABRÁ QUE REDUCIR}$$

POR CORTANTE

$$M_{c,Rd_y} = W_{pl} * f_y = 4.95 * 10^8 \text{ N*mm CUMPLE A FLEXIÓN EN EL EJE Y}$$

$M_{c,Rd_z} = W_{pl} * f_y = 1.806 * 10^8 \text{ N*mm}$ CUMPLE A FLEXIÓN EN EL EJE Z

- INTERACCIÓN DE ESFUERZOS N+MY+V:

En aquellos casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado de solicitaciones de flexión, cortante y esfuerzo axial, el dimensionamiento y comprobación frente a este efecto se llevará a cabo reduciendo la resistencia de cálculo de la sección a flexión y axial.

Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{ed} sea menor que el 50% de la resistencia plástica de cálculo de la sección $V_{pl,Rd}$, no será necesaria ninguna de las reducciones de las resistencias de cálculo de la sección.

Habrá que comprobar:

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{ed_y}}{M_{c,Rd_y}} \leq 1$$

Como no hay que reducir por cortante, tampoco son necesarias las reducciones de resistencia de Momento y de Axil.

Comprobamos con HEM-240:

$$\frac{5.03 * 10^5}{5.48 * 10^6} + \frac{3.35 * 10^8}{4.95 * 10^8} = 0.76 \leq 1 \text{ CUMPLE A ESFUERZOS N+MY+V}$$

- INTERACCIÓN DE ESFUERZOS N+MZ+V:

Realizamos lo mismo pero esta vez para el momento aplicado en el eje Z.

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{ed_z}}{M_{c,Rd_z}} \leq 1$$

Como no hay que reducir por cortante, tampoco son necesarias las reducciones de resistencia de Momento y de Axil.

Comprobamos con HEM-240:

$$\frac{5.03 * 10^5}{5.48 * 10^6} + \frac{1.41 * 10^8}{1.806 * 10^8} = 0.87 \leq 1 \text{ CUMPLE}$$

3.5.5.2.4.- Pandeo de Euler

Para elementos sometidos a compresión, el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión N_{ed} deberá verificar:

$$N_{ed} \leq N_{b,Rd}$$

Donde:

$$N_{b,Rd} = \chi * A * f_y$$

- PANDEO EN EJE Y

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 * E}{f_y}}} = 0.37 > 0.2$$

El valor del coeficiente de imperfección obtenido mediante las curvas de pandeo se obtendrá de la tabla 35.1.2.a. , 35.1.2.b y 35.1.2 del Capitulo IX de la EAE.

De la curva de pandeo c obtenemos como coeficiente de imperfección $\alpha = 0.34$

Una vez obtenido ya podemos calcular el siguiente valor necesario para el cálculo:

$$\phi = 0.5 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.6$$

Ya tenemos todos los datos necesarios para poder sacar el valor de:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.93$$

Conociendo todos los coeficientes, podemos obtener el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión $N_{b,Rd}$:

$$N_{b,Rd} = 5.10 * 10^6 \text{ N}$$

Al igualar los valores vemos que:

$$5.03 * 10^5 \leq 5.10 * 10^6 \text{ por lo tanto la pieza NO PANDEA EN EL EJE Y}$$

- PANDEO EN EJE Z

Se realizarán los mismos cálculos, esta vez para el pandeo en la dirección del eje Z.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 * E}{f_y}}} = 0.647 > 0.2$$

Curva de pandeo c; $\alpha = 0.49$

$$\phi = 0.5 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.81$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.77 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 4.22 * 10^6 \text{ N}$$

$$5.03 * 10^5 \leq 4.22 * 10^6 \text{ por lo tanto, NO PANDEA EN EL EJE Z}$$

3.5.5.2.5.- Abolladura del alma inducida por el ala

Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones transversales que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{hw}{tw} \leq k * \frac{E}{f_y} * \sqrt{\frac{A_w}{A_f}}$$

Siendo:

A_w es el área del alma

A_f es el área eficaz del ala comprimida

f_y es el límite elástico del acero del ala comprimida

Por lo tanto, realizando el cálculo obtenemos que:

$$9.11 \leq 133.9 \text{ Podemos decir que NO HAY ABOLLADURA}$$

3.5.5.2.6.- Abolladura del alma por cortante

Vemos si hay que comprobar la abolladura o no:

En almas sometidas a cortante se deberá comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

$$hw/tw > 72 \cdot e / 1.2$$

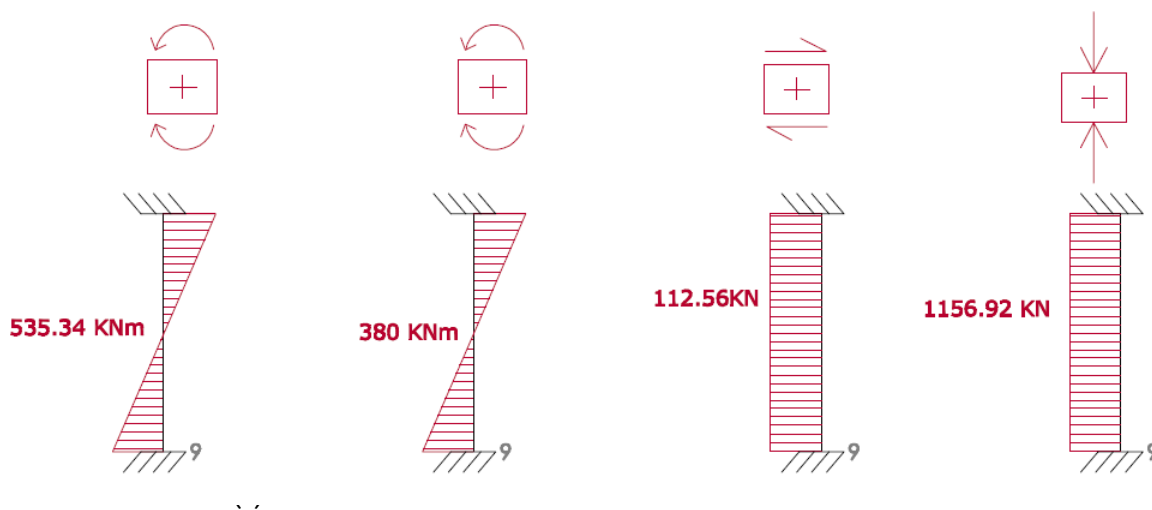
$hw/tw > 72 \cdot e / 1.2$; $9.11 \leq 55.2$ para este perfil, NO HAY ABOLLADURA

El perfil predimensionado para el pilar 9 de planta de cubierta es HEM-240.

3.5.5.3.- Pilares planta 0

Se utilizan perfiles HEM. Se predimensionará el pilar 9, en la figura 47 se representan los momentos, el cortante y el axil en el pilar.

Figura 47: Momentos, cortante y axil en pilar 9 de la planta 0:



Fuente: Elaboración propia.

Se mayorarán las solicitaciones mediante los coeficientes correspondientes.

$$Medy = 5.3534 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$Medz = 3.8 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$Ved = 1.1256 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$N_{ed} = 1.156 \cdot 10^6 \text{ N}$$

3.5.5.3.1.- Tanteo previo al predimensionado

Al igual que ocurre en las vigas, debemos buscar la fórmula que nos relacione características de las piezas con sus momentos.

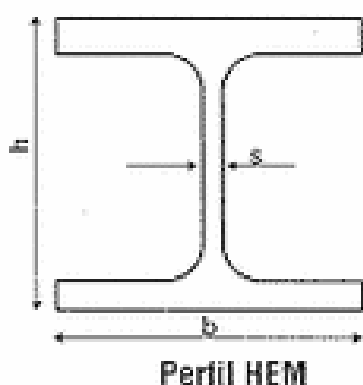
$$M = W_{pl} \cdot f_y$$

De aquí despejamos W_{pl} :

$$W_{pl} = M/f_y = 5.35 \cdot 10^8 / 275 = 1945454 \text{ mm}^3 = 1945.45 \text{ cm}^3$$

Con este dato entraríamos en las tablas de dimensionamiento de perfiles y buscamos el perfil en el que su valor de W_{pl} sea mayor al obtenido. Elegimos por tanto el perfil HEM-260 para realizar el predimensionado. Características geométricas de la sección:

HEM-260



$$A = 219.6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 31307 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 10449 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 2160 \text{ cm}^3$$

$$W_z = 780 \text{ cm}^3$$

3.5.5.3.2.- Clasificación de la sección

Al igual que hacíamos para las vigas, tendremos que clasificar cada parte del perfil elegido. Para ello nos basamos en la tabla 20.3.a y 20.3.b del Capítulo V de la EAE.

Lo primero habrá que calcular la relación c/t

A la comprimida:

$$c/t = 70.3/14.4 = 4.88 \leq 9 \cdot 0.92$$

$$4.88 \leq 8.28$$

Alma flectada:

$$c/t = 371.2/14.4 = 25.77 \leq 72 \cdot 0.92$$

$$25.77 \leq 66.24$$

En este caso nos volvemos a encontrar con un perfil CLASE 1

3.5.5.3.3.- Comprobaciones resistentes

- AXIL DE COMPRESIÓN:

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión N_{ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$N_{ed} \leq N_{c,Rd}$$

La resistencia de cálculo de la sección para un esfuerzo axil de compresión $N_{c,Rd}$ se obtendrá mediante la siguiente expresión al tratarse de un perfil CLASE 1:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_y = 21960 \cdot 275 = 6.03 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$1.156 \cdot 10^6 \leq 6.03 \cdot 10^6 \text{ Por lo tanto, CUMPLE A COMPRESIÓN}$$

- CORTANTE

El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\sqrt{3}} = \frac{177 \cdot 18 \cdot 275}{\sqrt{3}} = 5.05 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$1.12 \cdot 10^5 \leq 5.05 \cdot 10^5 \text{ Podemos decir por tanto que CUMPLE A CORTANTE}$$

Hacemos la comprobación para ver si hay que reducir por cortante al igual que ocurría en las vigas:

$$1.12 \cdot 10^5 \leq 0.5 \cdot 5.05 \cdot 10^5$$

$1.12 * 10^5 \leq 2.53 * 10^5$ NO HABRÁ QUE REDUCIR POR CORTANTE

- MOMENTO FLECTOR:

El valor de cálculo del momento flector MEd deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$M_{ed_y} \leq M_{c,Rd_y}$$

$$M_{c,Rd_y} = W_{pl} * f_y = 5.94 * 10^8 \text{ N*mm}$$

$$5.35 * 10^8 \leq 5.94 * 10^8 \text{ En este caso, CUMPLE A FLEXIÓN.}$$

Dado que estamos ante un pilar, habrá que calcular si hay flexión en alguno de sus dos ejes. Vemos ahora el caso del momento flector en el eje Z.

$$M_{ed_z} \leq M_{c,Rd_z}$$

$$M_{c,Rd_z} = W_{pl} * f_y = 3.9 * 10^8 \text{ N*mm}$$

$$3.8 * 10^8 \not\leq 3.9 * 10^8 \text{ Por lo tanto CUMPLE A FLEXIÓN}$$

3.5.5.3.4.- Pandeo de Euler

Para elementos sometidos a compresión, el valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión Ned deberá verificar:

$$N_{ed} \leq N_{b,Rd}$$

Donde:

$$N_{b,Rd} = \chi * A * f_y$$

- PANDEO EN EJE Y

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 * E}{f_y}}} = 0.43 > 0.2$$

El valor del coeficiente de imperfección obtenido mediante las curvas de pandeo se obtendrá de la tabla 35.1.2.a, 35.1.2.b y 35.1.2 del Capítulo IX de la EAE.

De la curva de pandeo c obtenemos como coeficiente de imperfección $\alpha = 0.34$

Una vez obtenido ya podemos calcular el siguiente valor necesario para el cálculo:

$$\phi = 0.5 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.63$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.917$$

Conociendo todos los coeficientes, podemos obtener el valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión Nb,Rd:

$$N_{b,Rd} = 5.53 * 10^6 \text{ N}$$

$1.156 * 10^6 \leq 5.53 * 10^6$ Por lo que NO PANDEA EN EL EJE Y

- PANDEO EN EJE Z

Se realizarán los mismos cálculos, esta vez para el pandeo en la dirección del eje Z.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 * E}{f_y}}} = 0.75 > 0.2$$

Curva de pandeo c; $\alpha = 0.49$

$$\phi = 0.5 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.916$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.69 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 4.19 * 10^6 \text{ N}$$

$1.156 * 10^6 \leq 4.19 * 10^6$ Por lo tanto, NO PANDEA EN EL EJE Z

3.5.5.3.5.-Abolladura del alma inducida por el ala

Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones transversales que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{hw}{tw} \leq k * \frac{E}{fy} * \sqrt{\frac{Aw}{Af}}$$

10.59 ≤ 136.39 NO HAY ABOLLADURA

3.5.5.3.6.-Abolladura del alma por cortante

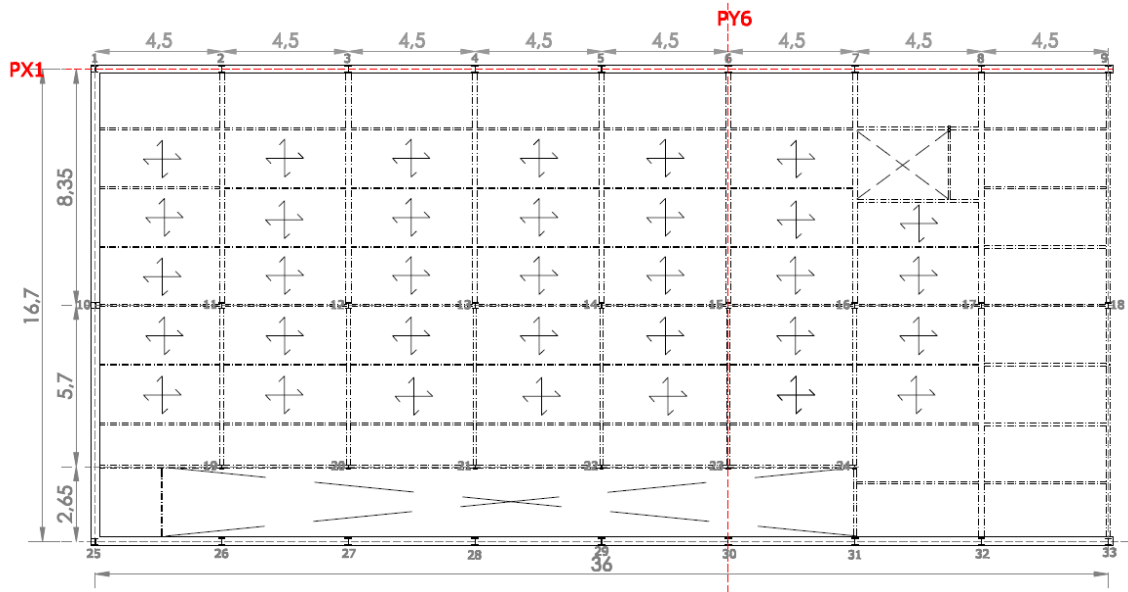
Estudio si tengo que comprobar la abolladura:

$hw/tw > 72 * e / 1.2$; 10.59 ≤ 55.2 NO SE PRODUCE ABOLLADURA POR CORTANTE

3.6.- Cargas sobre los pórticos característicos módulo de producción

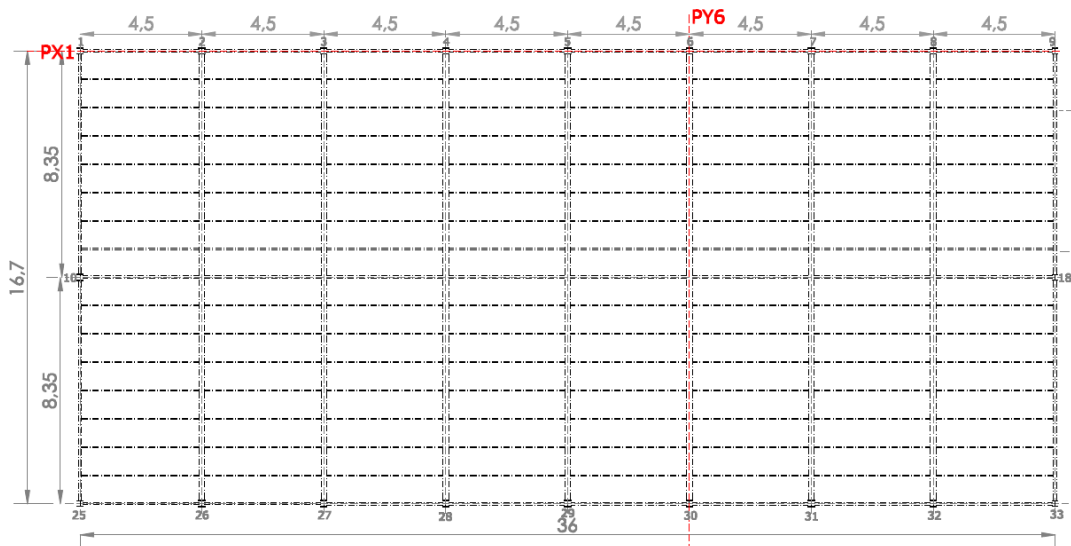
Una vez dimensionados los elementos del módulo de servicios, pasamos a dimensionar los elementos del módulo de producción, que como vemos en las figuras 48 y 49 son los pórticos PX1 y PY6.

Figura 48: Pórticos del módulo de producción .Planta 0



Fuente: Elaboración propia

Figura 49: Pórticos del módulo de producción. Planta de cubierta



Fuente: Elaboración propia

Cargas en el pórtico PX1: (pórtico de atado)

No recibe cargas verticales directas del forjado ya que es un pórtico de atado y su dirección es paralela a la dirección de las viguetas metálicas del mismo.

Este pórtico sólo se ve afectado por cargas horizontales del viento.

Cargas en el pórtico PY6: (pórtico de carga)

Tabla 14: Cargas en el pórtico PY6. Forjado cubierta.

FORJADO DE CUBIERTA	KN/m ²
Peso propio total del forjado (acabado en paneles sándwich)	0.2321
Sobrecarga de uso (mantenimiento)	1
Sobrecarga de nieve	0.5

Fuente: Elaboración propia.

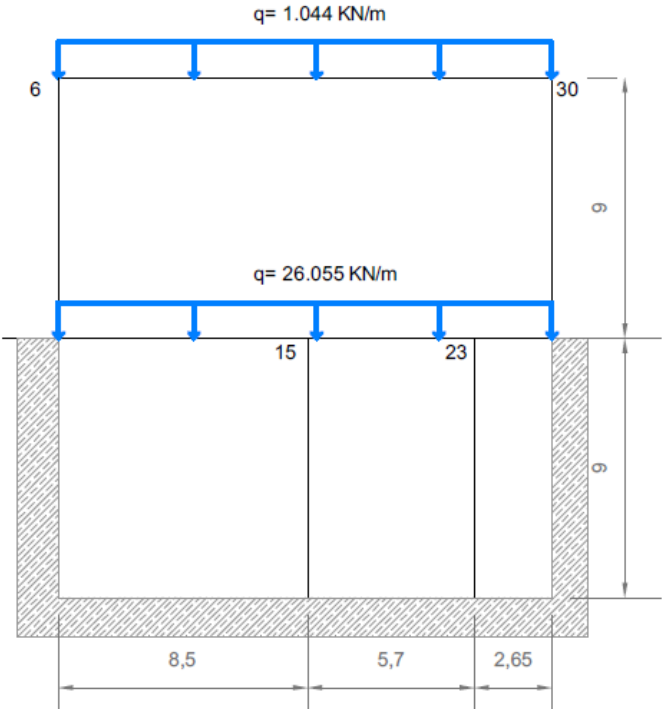
Tabla 15: Cargas en el pórtico PY6. Forjado planta 0.

FORJADO DE PLANTA 0	KN/m ²
Peso propio total del forjado	5.79
Sobrecarga de uso (industrial)	4

Fuente: Elaboración propia.

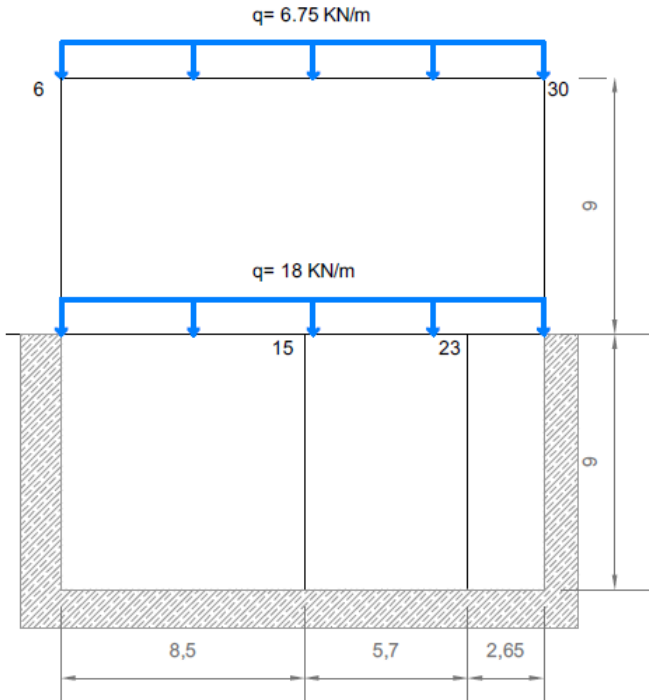
El pórtico PY6 tendría la siguiente distribución de cargas, como vemos en las figuras 50 y 51.

Figura 50: Pesos propios



Fuente: Elaboración propia

Figura 51: Sobrecargas



Fuente: Elaboración propia

Los cálculos se han realizado mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{total,i} = q_{,i} \times L_{i,i}$$

Siendo:

$Q_{total,i}$ la carga total obtenida en la planta i en kN/m

$q_{,i}$ la carga obtenida para la planta i en kN/m²

$L_{i,i}$ la media de las distancias a las vigas adyacentes $L_{i,i}$ (PY6) = 4.5 m

3.7.- Determinación de la acción del viento

3.7.1.- Acciones a considerar

La acción del viento, genera una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

Cálculo:

- q_b ó valor básico de la presión dinámica del viento

$$q_b = 0.5 \times d \times V_b^2$$

Según la figura D.1. del Anejo E del Código Técnico de la Edificación, el valor básico de la velocidad del viento es el correspondiente a la zona A, $V_b = 26$ m/s

$$q_b = 0.42 \text{ KN/m}^2 \text{ (acción del viento)}$$

- c_e ó coeficiente de exposición.

Según la tabla D.2. Coeficientes para tipo de entorno, del Anejo D del documento SE-AE del Código Técnico de la Edificación, el grado de aspereza del entorno es II.

Para las alturas determinadas en el proyecto, se obtiene los siguientes resultados:

$$h = 4.5 \text{ m} \quad c_e = 1.9$$

$$h = 9.0 \text{ m} \quad c_e = 2.7$$

- c_p coeficiente eólico de construcciones diáfanas

Según el punto D.3. del Anejo D del documento SE-AE del Código Técnico de la Edificación, el valor del coeficiente eólico, depende de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia.

$$c_p=1.2$$

- q_e presión estática del viento:

$$q_e (h=4.5)=0.42 \times 1.9 \times 1.2 = 0.976 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e (h=9.0)=0.42 \times 2.7 \times 1.2 = 1.36 \text{ KN/m}^2$$

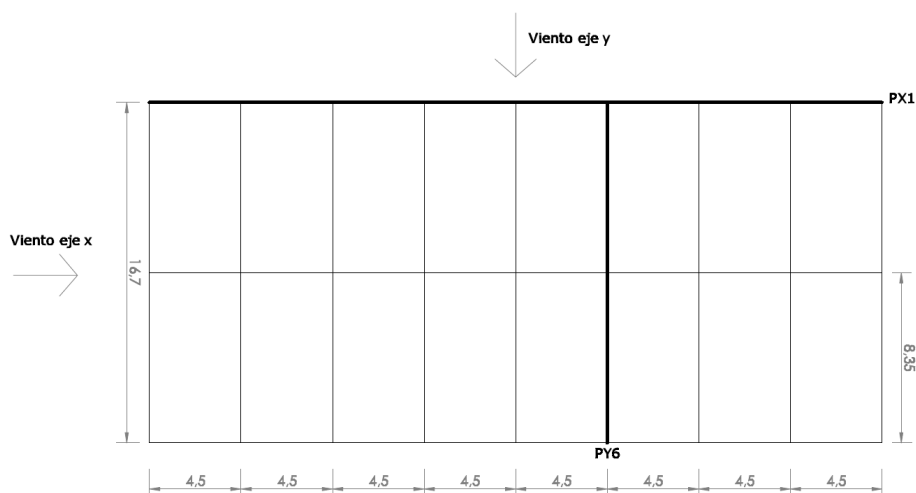
Para seguir con el cálculo sustituimos la presión estática por fuerzas puntuales a nivel de cada forjado.

3.7.2.- Acción del viento sobre los pórticos característicos

Para determinar la acción del viento sobre la estructura tomaremos esta acción actuando en las direcciones principales de la estructura y en ambos sentidos.

Estudiaremos la acción del viento en el pórtico PY6 y PX1, como se observa en la figura 52.

Figura 52: Acción del viento sobre los pórticos característicos.

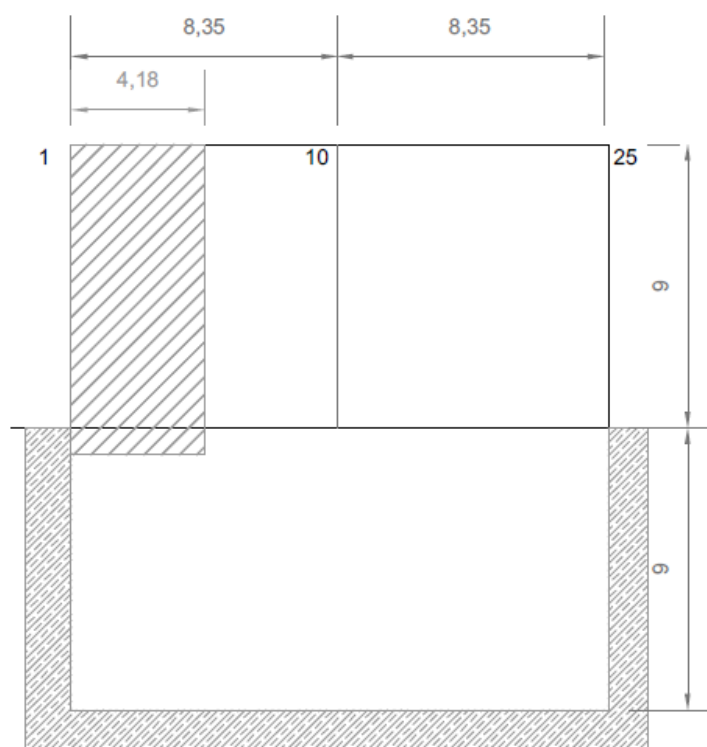


Fuente: Elaboración propia

- Viento en X se tomará el pórtico PX1

Para el cálculo en el pórtico, se tomará como área de influencia la mitad de las distancias entre pilares por cada lado, como se ve en la figura 53.

Figura 53: Área de influencia para el pórtico PX1



Fuente: Elaboración propia

Acción del viento en el pórtico PX1:

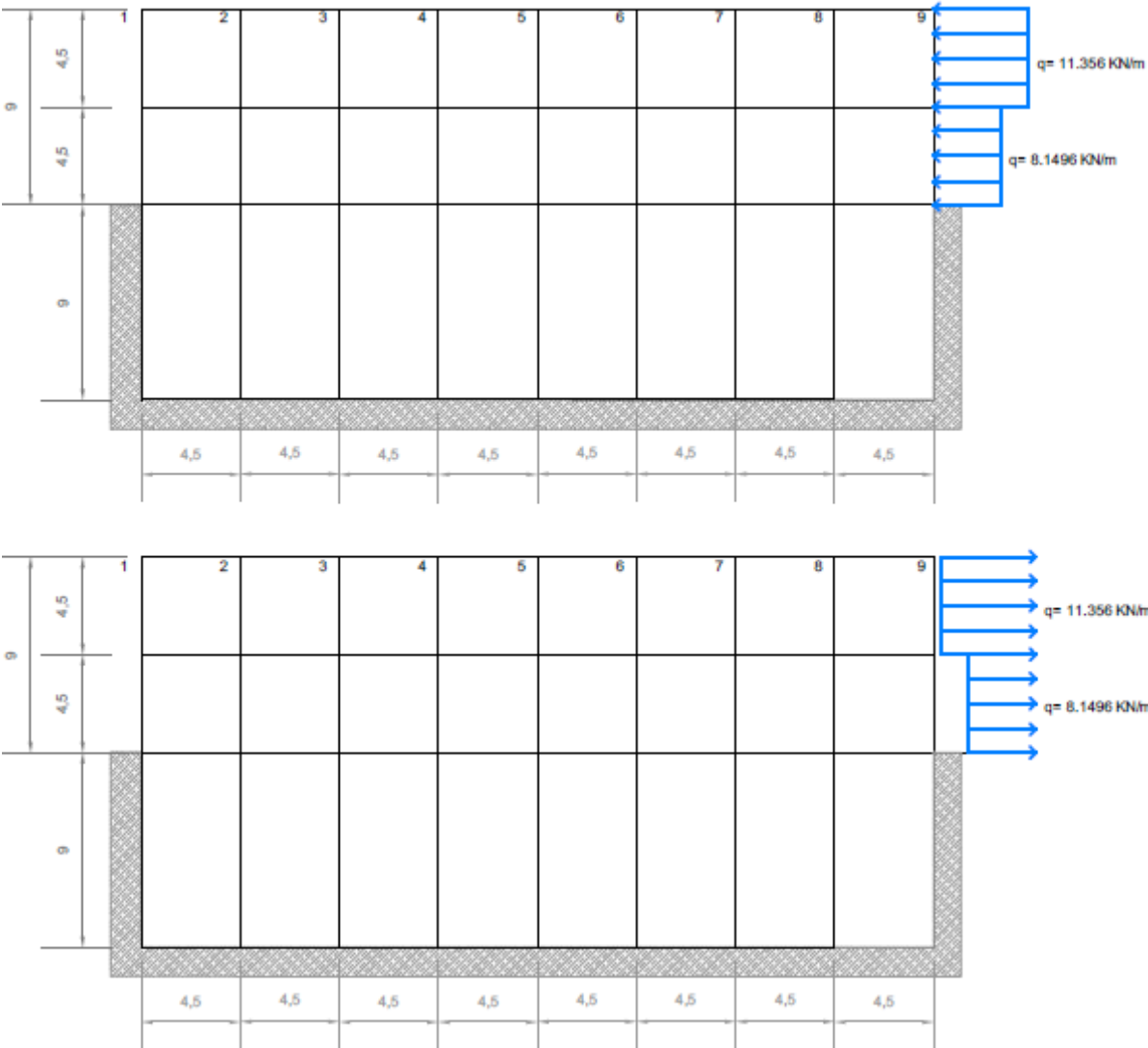
El cálculo del valor de la presión estática del viento para las distintas alturas será:

$$q_e (h=4.5) = 0.976 \times 8.35 = 8.1496 \text{ KN/m}$$

$$q_e (h=9.0) = 1.36 \times 8.35 = 11.356 \text{ KN/m}$$

En la figura 54 se representan los valores obtenidos en el cálculo.

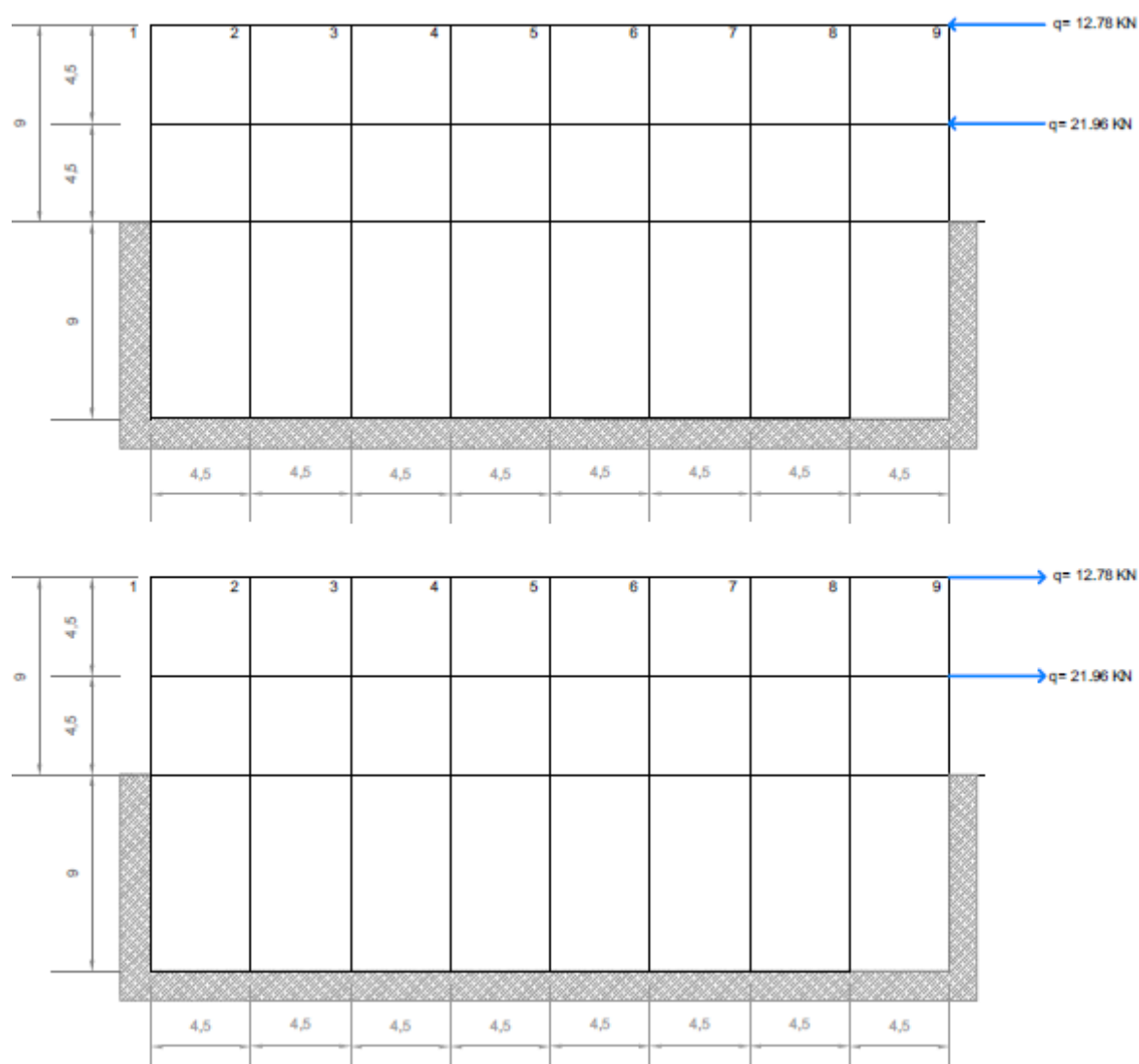
Figura 54: Cargas del viento en eje x en la dirección positiva y negativa del viento:



Fuente: Elaboración propia

La figura 55 representa la acción del viento como fuerza puntual sobre cada forjado.

Figura 55: Fuerzas a nivel de cada forjado.

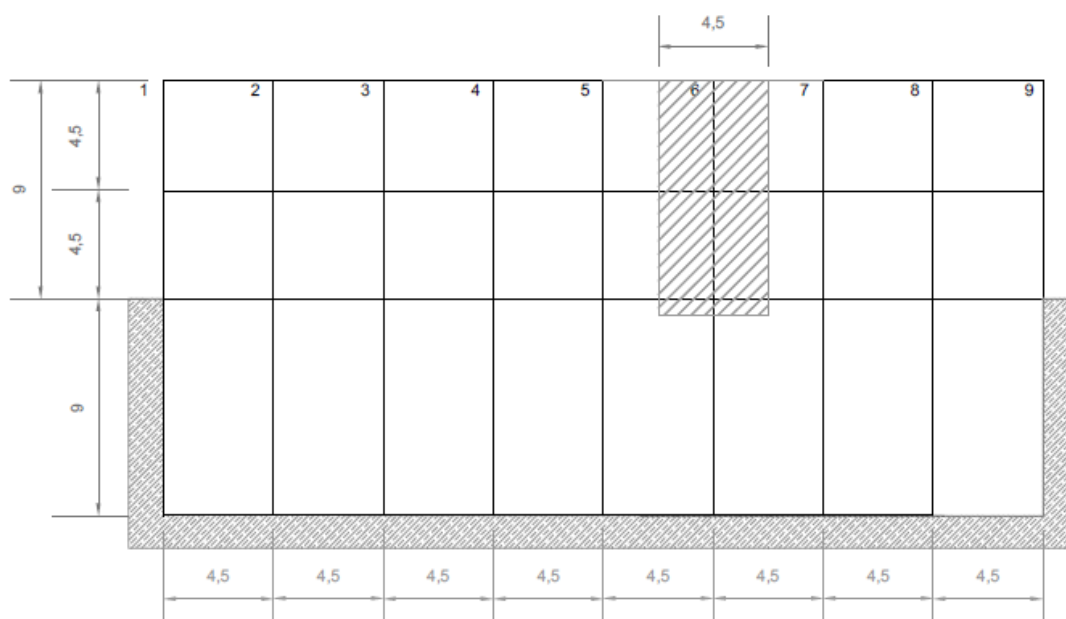


Fuente: Elaboración propia

- Viento en Y tomamos el pórtico PY6 donde los pilares absorberían los cortantes:

Área de influencia para el pórtico PY6, figura 56, se tomará la mitad de las distancias entre pilares por cada lado.

Figura 56: Área de influencia para el pórtico PY6



Fuente: Elaboración propia

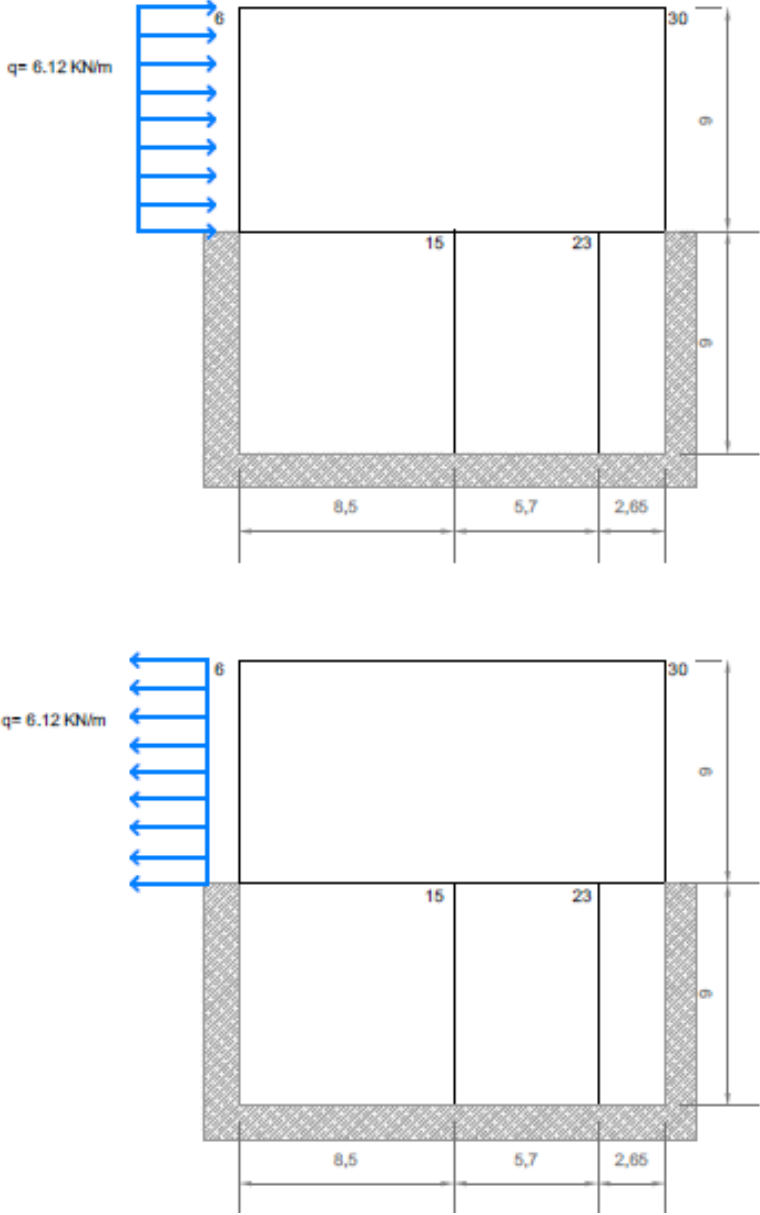
Acción del viento en el pórtico PY6:

Conocidos todos los valores necesarios calculamos la presión estática de viento

$$q_e (h=9.0) = 1.36 \times 4.5 = 6.12 \text{ KN/m}$$

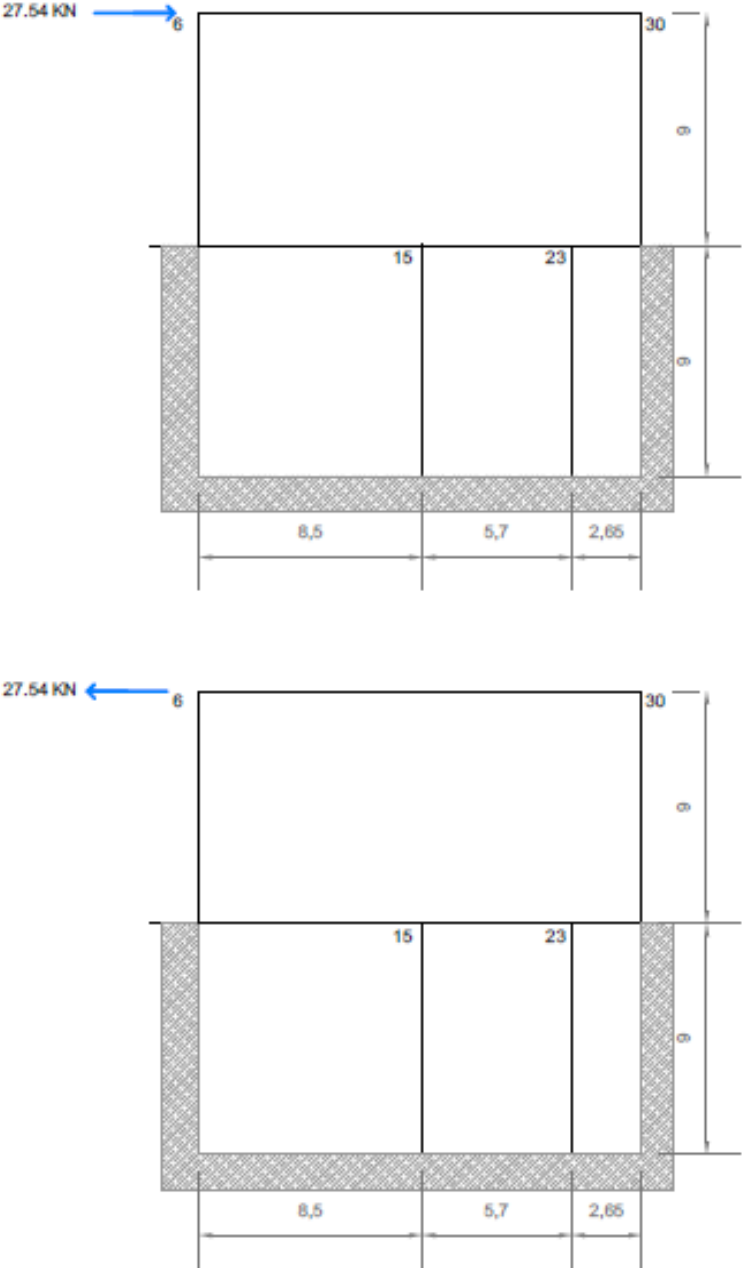
A modo de resumen se observan en las figuras 57 y 58 el cálculo de las acciones de viento.

Figura 57: Cargas del viento en eje y.



Fuente: Elaboración propia

Figura 58: Fuerzas a nivel de cada forjado:



Fuente: Elaboración propia

PREDIMENSIONADO DE LOS PÓRTICOS ELEGIDOS

3.8.- Predimensionamiento de los pórticos

Realizamos el predimensionado de los pórticos PX1 y PY6 del módulo de producción.

3.8.1.- Predimensionado del pórtico PX1

3.8.1.1.- Combinación de acciones

Según el Código Técnico de la Edificación, usamos la siguiente expresión:

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

Siendo:

G acciones permanentes

P pretensado, no tenemos

Q acciones variables

En nuestro caso, los coeficientes de simultaneidad los tomamos de la tabla 4.2. del Documento básico SE-AE del Código Técnico de la Edificación, adoptando:

$Y_2 = 0.6$ para uso industrial

$Y_2 = 0$ para cubiertas accesibles únicamente para conservación

$Y_2 = 0$ para nieve en localidades a menos de 1000 m de altitud

$Y_2 = 1.5$ para el viento

Tomamos la hipótesis de carga con las acciones desfavorables y el efecto del viento lo tomamos en la dirección X positiva.

$$1.35 \times G + 0.6 \times 1.5 \times Q$$

Como ya hemos expuesto anteriormente, para el pórtico PX1 no actuarán ni cargas permanentes ni sobrecargas, ya que no es un pórtico de carga, sólo actuarán la fuerza del viento:

3.8.1.2.- Cálculo del pórtico

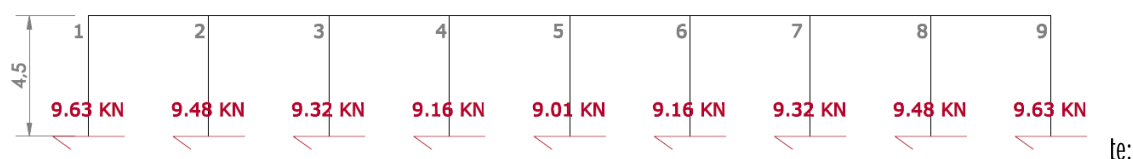
Para predimensionar el pórtico PX1, sólo tenemos en cuenta las acciones horizontales debidas del viento en la dirección x y sentido positivo una vez mayorada con los coeficientes. En las figuras 59 y 60 observamos los cortantes correspondientes a los pilares de cada planta.

Figura 59: Cortantes en pilares del pórtico PX1 de la planta cubierta.



Elaboración propia.

Figura 60: Cortantes en pilares del pórtico PX1 de la planta 0.



Elaboración propia.

- MOMENTOS FLECTORES Y CORTANTES EN PILARFS Y VIGAS:

- Pilar 1 = Pilar 9

$$Mp_{1} = 9.63 * 4.5 = 43.335 \text{ KNm}$$

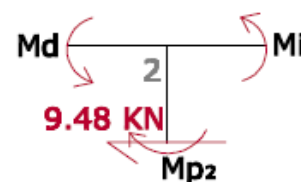
$$Mi = 43.335 \text{ KNm}$$



- Pilar 2 = Pilar 8

$$Mp_{2} = 9.48 * 4.5 = 42.66 \text{ KNm}$$

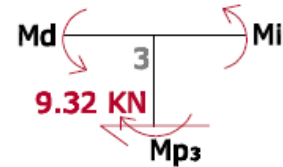
$$M_d = Mp_{2} * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 42.66 * \left(\frac{\frac{1}{4.5}}{\frac{1}{4.5} + \frac{1}{4.5}} \right) = 21.3$$



$$M_1 = Mpilar_2 * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 21.33 \text{ KNm}$$

- Pilar 3 = Pilar 7

$$Mp_3 = 9.32 * 4.5 = 41.94 \text{ KNm}$$

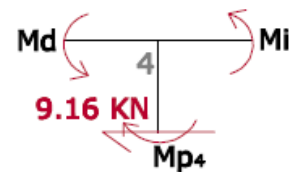


$$M_d = Mpilar_3 * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 41.94 * \left(\frac{\frac{1}{4.5}}{\frac{1}{4.5} + \frac{1}{4.5}} \right) = 20.97 \text{ KNm}$$

$$M_1 = Mpilar_3 * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 20.97 \text{ KNm}$$

- Pilar 4 = Pilar 6

$$Mp_4 = 9.16 * 4.5 = 41.22 \text{ KNm}$$

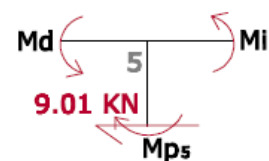


$$M_d = Mpilar_4 * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 41.22 * \left(\frac{\frac{1}{4.5}}{\frac{1}{4.5} + \frac{1}{4.5}} \right) = 20.61 \text{ KNm}$$

$$M_1 = Mpilar_4 * \left(\frac{\frac{1}{L_i}}{\frac{1}{L_i} + \frac{1}{L_d}} \right) = 20.61 \text{ KNm}$$

- Pilar 5

$$Mp_5 = 9.01 * 4.5 = 40.545 \text{ KNm}$$



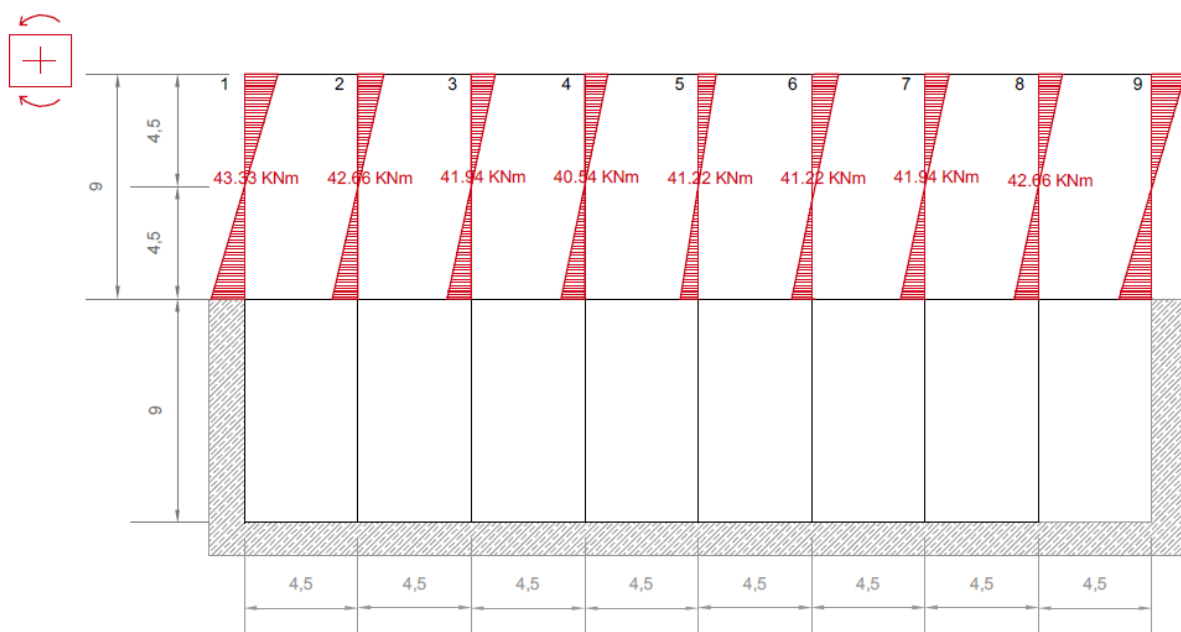
$$M_d = Mpilar_5 * \left(\frac{\frac{l}{Li}}{\frac{l}{Li} + \frac{l}{Ld}} \right) = 40.545 * \left(\frac{\frac{l}{4.5}}{\frac{l}{4.5} + \frac{l}{4.5}} \right) = 20.27 \text{ KNm}$$

$$M_l = Mpilar_5 * \left(\frac{\frac{l}{Li}}{\frac{l}{Li} + \frac{l}{Ld}} \right) = 20.27 \text{ KNm}$$

3.8.1.3.- Diagramas Pórtico PX1 en X

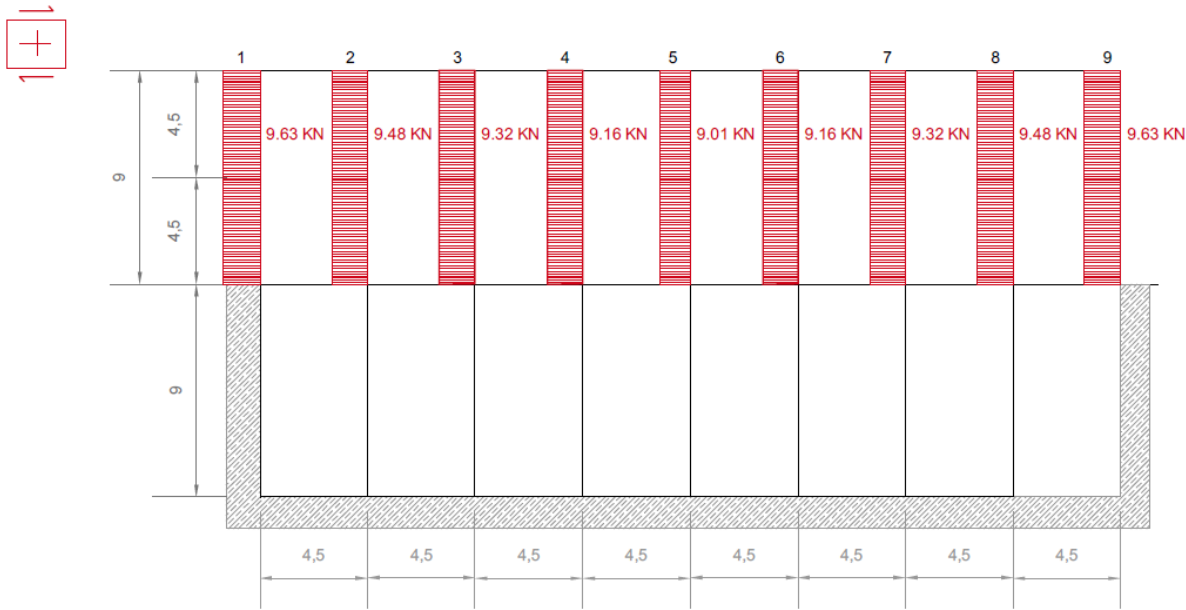
Una vez obtenidos los valores de los momentos y cortantes en pilares y vigas se representan en las figuras 61, 62, 63 y 64.

Figura 61: Diagrama de Flectores en pilares



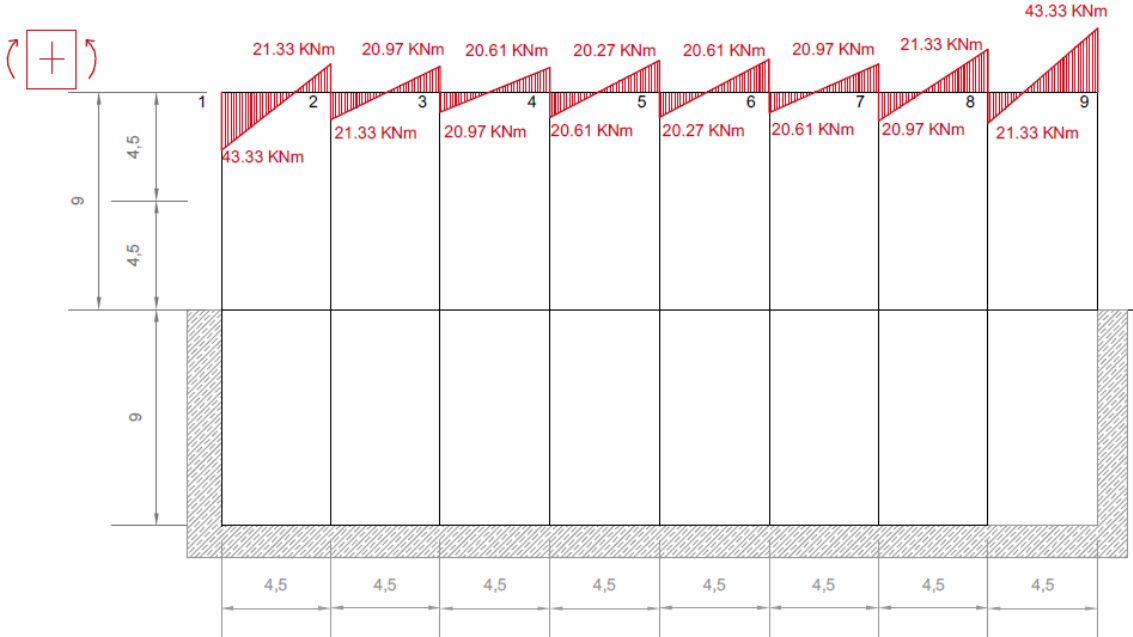
Fuente: Elaboración propia.

Figura 62: Diagrama de Cortantes en pilares



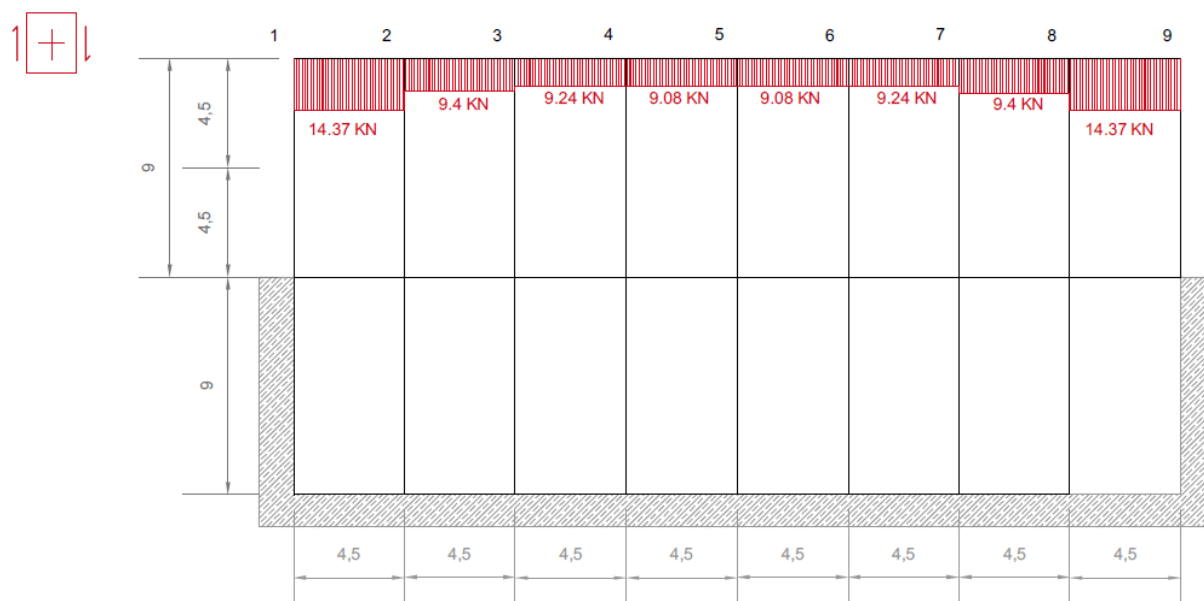
Fuente: Elaboración propia.

Figura 63: Diagrama de Flectores en vigas



Fuente: Elaboración propia.

Figura 64: Diagrama de Cortantes en vigas



Fuente: Elaboración propia.

3.8.1.4.- Predimensionado de los elementos del pórtico PX1

Con este predimensionado comprobaremos si los perfiles elegidos para realizar los cálculos anteriores son válidos o no son suficientes. Estudiamos cada elemento en relación a las comprobaciones que impone la norma EAE. Estos cálculos se realizarán para la viga o pilar más desfavorable en cada planta.

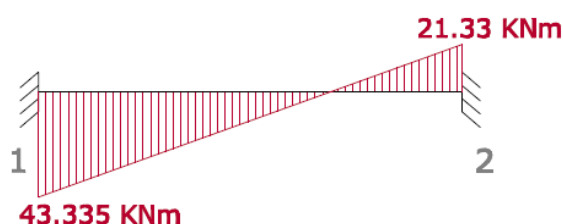
3.8.1.4.1.- Vigas

Vamos a comprobar la viga más desfavorable; la viga 1-2: Representando en las figuras 65 y 66 el momento flector y cortante correspondiente.

Figura 65: Momento flector de la viga



Figura 66: Cortante de la viga



Fuente: Elaboración propia.

Fuente: Elaboración propia.

Para el predimensionado tendremos que mayorar los datos obtenidos, para ello lo multiplicaremos por su coeficiente de mayoración, el momento y cortante serán:

$$M_{ed} = 4.3335 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$$V_{ed} = 1.437 \cdot 10^4 \text{ N}$$

3.8.1.4.1.1.- Tanteo previo al predimensionado

Para elegir un perfil que se acerque al dimensionado final, nos basamos en la fórmula que nos relacione alguna característica del perfil y el momento. Usamos:

$$M_{ed} = W_{pl} \cdot f_y$$

Siendo:

M_{ed} Momento mayorado

W_{pl} Módulo resistente plástico

f_y Resistencia característica del acero S-275

De aquí despejamos W_{pl} :

$$W_{pl} = M_{ed} / f_y = 4.3335 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 = 157.582 \text{ cm}^3$$

Con este dato entraríamos en las tablas de dimensionamiento de perfiles y buscamos el perfil en el que su valor de W_{pl} sea mayor al obtenido. Elegimos por tanto el perfil IPN-180 para realizar el predimensionado.

Características geométricas de la sección:

IPN-180

$$A = 27.9 \text{ cm}^2$$

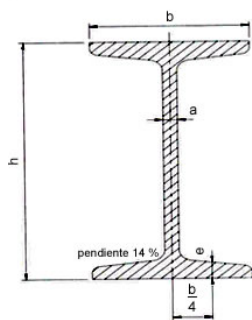
$$I_y = 1450 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 81.30 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 10.30 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 5924 \text{ cm}^6$$

$$W_y = 161 \text{ cm}^3$$



3.8.1.4.1.2.- Clasificación de la sección

En función de la sensibilidad de su respuesta resistente a los fenómenos de inestabilidad de chapas se definen cuatro Clases de secciones transversales metálicas. Habrá que ver a qué clase pertenecen tanto las alas como el alma de la sección y en base a esto se elegirán una serie de fórmulas según el caso.

Para ello nos basamos en la tabla 20.3.a y 20.3.b del Capítulo V de la EAE.

Lo primero habrá que calcular la relación c/t

Siendo:

Para alas:

c largo de medio ala

t espesor del ala

Para almas:

c alto del alma

t espesor del alma

Ala comprimida:

$$c/t = 70.3/14.4 = 4.88 \leq 9 \cdot 0.92$$

$$4.88 \leq 8.28$$

El ala es por tanto CLASE 1. Las Secciones de Clase 1 (plásticas) son aquellas que alcanzan, sin verse afectadas por fenómenos de abolladura en sus zonas comprimidas, su capacidad resistente plástica, y permiten desarrollar, sin reducción de la misma, la capacidad de rotación exigible a una rótula en un análisis global plástico.

Alma flectada:

$$c/t = 371.2/14.4 = 25.77 \leq 72 \cdot 0.92$$

$$25.77 \leq 66.24$$

Se trata por tanto también de un alma CLASE 1.

3.8.1.4.1.3.- Comprobaciones E.L.U

- COMPROBACIÓN RESISTENTE M+V: (Capítulo 9, 34.7.1. EAE)

En aquellos casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado de solicitaciones de flexión y cortante, el dimensionamiento y comprobación frente a este efecto se llevará a cabo considerando su posible interacción, traduciéndose ello en una posible reducción de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} no supere el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$, no deberá reducirse el valor del momento resistente, a excepción de los casos en que esta reducción sea necesaria para la consideración del fenómeno de abolladura por cortante .

Habrá que comprobar la siguiente relación para que cumpla éste estado límite de resistencia.

$$M_{ed} \leq M_{y,V,Rd}$$

Vemos si hay reducción por cortante:

$V_{ed} = 1.437 \cdot 10^4$ N Cortante mayorado calculado con anterioridad en la viga más desfavorable.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3}} = 1.82 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$V_{ed} \geq 0.5V_{pl,Rd}$$

$1.437 \cdot 10^4 \not\geq 1.82 \cdot 10^5$ por lo que no se considera reducción por cortante

Comprobamos ahora a flexión:

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_y = 4.427 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$4.3335 \cdot 10^7 \leq 4.427 \cdot 10^7$ Vemos que la sección elegida CUMPLE A FLEXIÓN

- ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA (Capítulo 9, 35.8 EAE)

Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones transversales que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{hw}{tw} \leq k \cdot \frac{E}{f_y} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Siendo:

A_w es el área del alma

A_{fc} es el área eficaz del ala comprimida

f_y es el límite elástico del acero del ala comprimida

Por lo tanto, realizando el cálculo obtenemos que:

$$\frac{166.2}{6.9} \leq 326.149$$

$24.087 \leq 326.149$ La sección CUMPLE LA ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA.

-ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE (Capítulo 9, 35.5 EAE)

Vemos si hay que comprobar la abolladura o no:

En almas sometidas a cortante se deberá comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

Para almas no rigidizadas:

$$hw/tw > 72 \cdot e/h$$

$24.087 < 55.2$ por lo tanto NO HAY ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

- PANDEO LATERAL (Capítulo 9, 35.2 EAE, Eurocódigo)

La comprobación a realizar será la siguiente:

$$M_{ed} \leq M_{b,Rd}$$

Donde:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y$$

Siendo:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \cdot \left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{1/2}; \quad L_c = 4.5 \quad m$$

$$M_{cr} = 1.19 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1.61 \cdot 10^5 \cdot 275}{1.19 \cdot 10^8}} = 0.6 \quad ; \quad \alpha_{LT} = 0.34 \quad ;$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2); \quad \varphi_{LT} = 0.748 \quad ;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}; \quad \chi_{LT} = 0.83 \leq 1;$$

$$M_b, R_d = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y = 1.3818 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

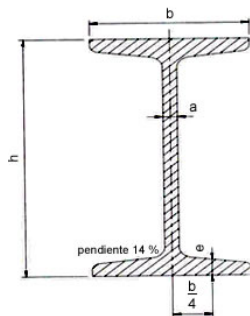
Una vez obtenido el pandeo lateral, realizamos la comprobación dando como resultado:

$$4.3335 \cdot 10^7 \not\leq 3.7 \cdot 10^7 \text{ por lo tanto NO CUMPLE A PANDEO LATERAL}$$

Con no cumplir tan solo un apartado de las comprobaciones, el perfil seleccionado deberá ser mayor al elegido, por lo tanto, optamos ahora por comprobar con un perfil IPN-200. Se volverían a realizar los mismos cálculos hasta dar con el perfil que satisfaga todas las comprobaciones. Una vez obtenido el que cumple todas, podemos decir que:

Características geométricas de la sección:

IPN-200



$$A = 33.50 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2140 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 117 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 14.60 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 10520 \text{ cm}^6$$

$$W_y = 214 \text{ cm}^3$$

Tras volver a realizar todos los cálculos oportunos, se puede decir que éste perfil CUMPLE A PANDEO LATERAL

El perfil predimensionado para la viga 1-2 de planta de cubierta es IPN-200

3.8.2.- Predimensionado del pórtico PY6

3.8.2.1.- Combinación de acciones

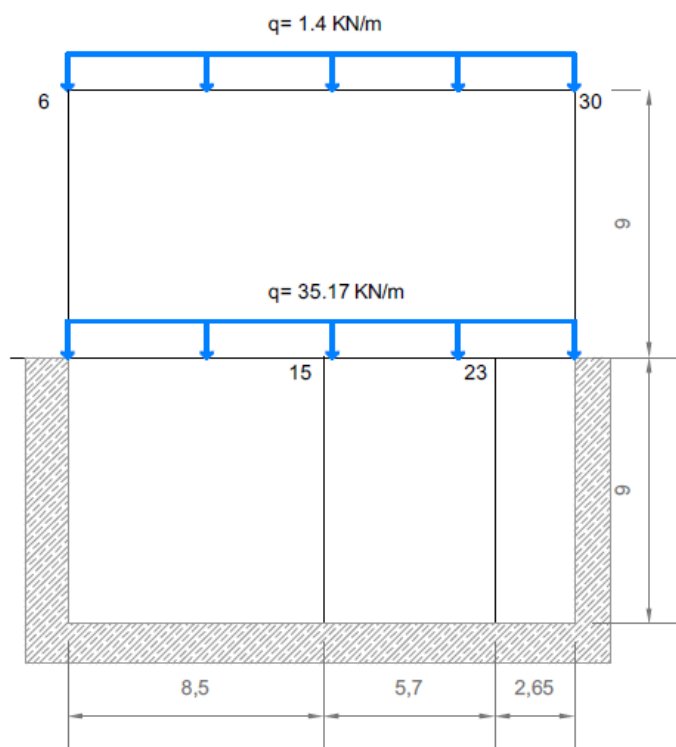
Seguimos los mismos pasos que en el pórtico PX1. Tomamos la hipótesis de carga con las acciones desfavorables y el efecto del viento lo tomamos en la dirección Y positiva.

$$1.35 \times G + 0.6 \times 1.5 \times Q$$

Para este pórtico PY6 si actuarán las cargas permanentes y las sobrecargas, ya que es un pórtico de carga.

En la figura 67 se representa el resultado del cálculo para la hipótesis $1.35 \times G$.

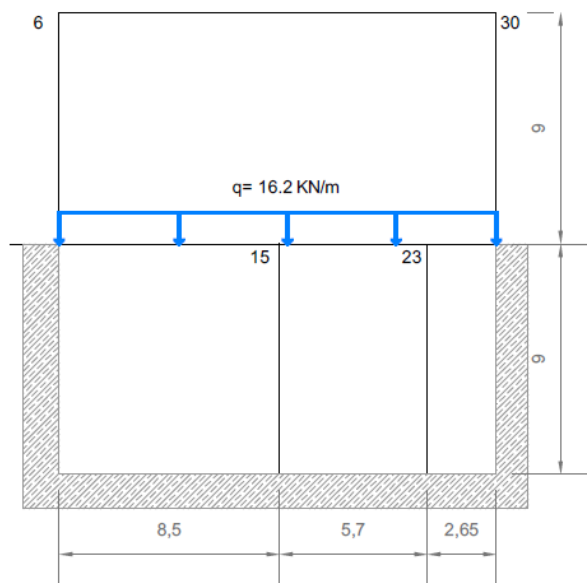
Figura 67: Resultado del cálculo de carga con la Hipótesis $1.35 \times G$



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 68 se representa el resultado del cálculo para la hipótesis $0.9 \times Q$

Figura 68: Hipótesis $0.9 \times Q$



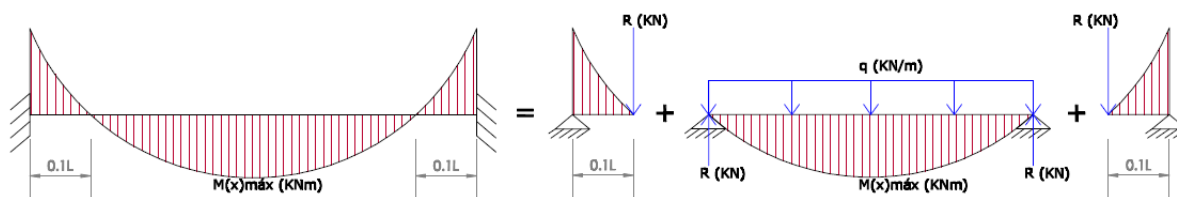
Fuente: Elaboración propia

3.8.2.2.- Cálculo del pórtico PY6 frente a cargas verticales. Método aproximado

Para predimensionar el pórtico PY6, al ser un pórtico de carga, dividimos las acciones existentes sobre el mismo en acciones verticales y acciones horizontales, de forma que los cálculos se hacen por separado y una vez halladas las sollicitaciones se suman para obtener los resultados.

En la figura 69 se representan los tramos a calcular de la viga

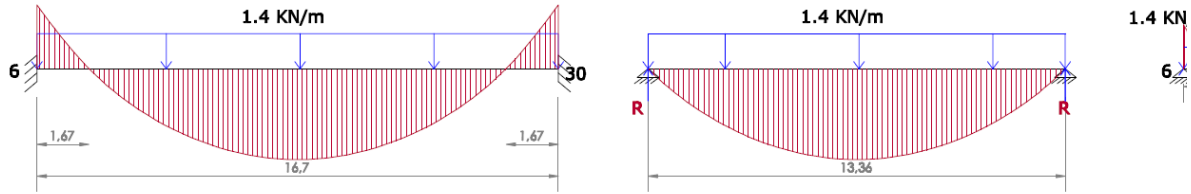
Figura 69: Tramos a calcular de la viga



Fuente: Elaboración propia

3.8.2.2.1.- Cálculo del pórtico de cubierta

Figura 70: Tramos a calcular de la viga de cubierta.



Fuente: Elaboración propia

$$M_{\text{centro}} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{1.4 \cdot 13.36^2}{8} = 31.23 \text{ KNm}$$

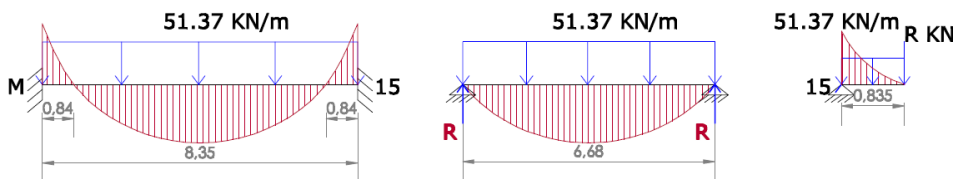
$$\sum F_v = 0; R = \frac{1.4 \cdot 13.36}{2} = 9.35 \text{ KN}$$

$$M_6 = 1.67 \cdot 9.35 + \frac{1.4 \cdot 1.67^2}{2} = 17.56 \text{ KNm}$$

$$V_{6-30} = \frac{1.4 \cdot 16.7}{2} = 11.69 \text{ KN}$$

3.8.2.2.2.- Cálculo del pórtico de planta 0

Figura 71: Tramos a calcular de la viga de planta 0.



Fuente: Elaboración propia

- Tramo M-15

$$M_{\text{centro}} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{51.37 \cdot 6.68^2}{8} = 286.53 \text{ KNm}$$

$$\sum F_v = 0; R = \frac{51.37 \cdot 6.68}{2} = 171.576 \text{ KN}$$

$$M_M = 0.835 \cdot 171.576 + \frac{51.37 \cdot 0.835^2}{2} = 161.174 \text{ KNm}$$

$$V_{M-15} = \frac{51.37 \cdot 8.35}{2} = 214.47 \text{ KN}$$

- Tramo15-23

$$M_{\text{centro}} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{51.37 \cdot 4.56^2}{8} = 133.52 \text{ KNm}$$

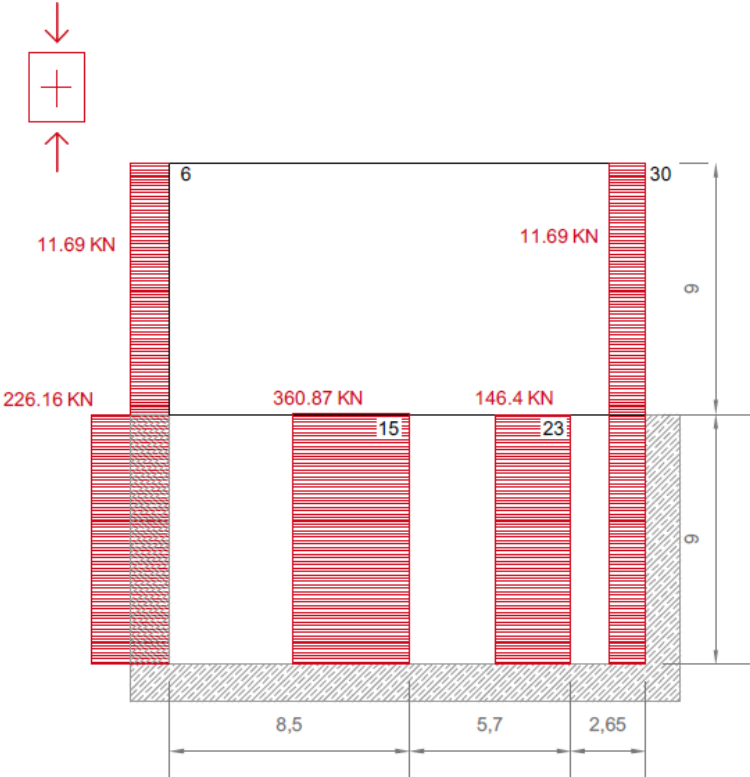
$$\sum F_v = 0; R = \frac{51.37 \cdot 4.56}{2} = 117.124 \text{ KN}$$

$$M_M = 0.57 \cdot 117.124 + \frac{51.37 \cdot 0.57^2}{2} = 75.10 \text{ KNm}$$

$$V_{15-23} = \frac{51.37 \cdot 5.7}{2} = 146.4 \text{ KN}$$

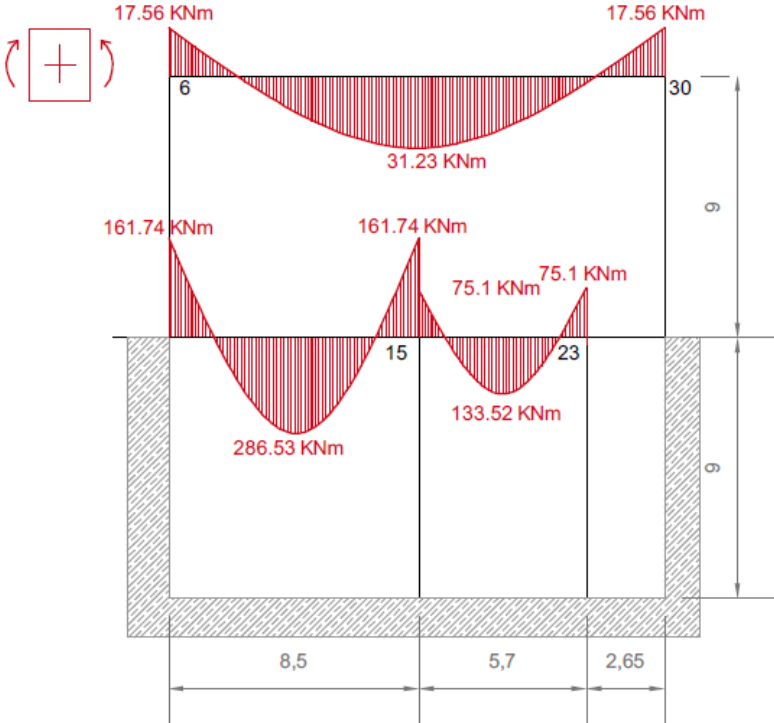
En la figura 72 y 73 y 74 se representan los momentos y cortantes calculados en cada uno de los tramos del pórtico.

Figura 72: Diagrama de Axil en pilares debido a cargas verticales



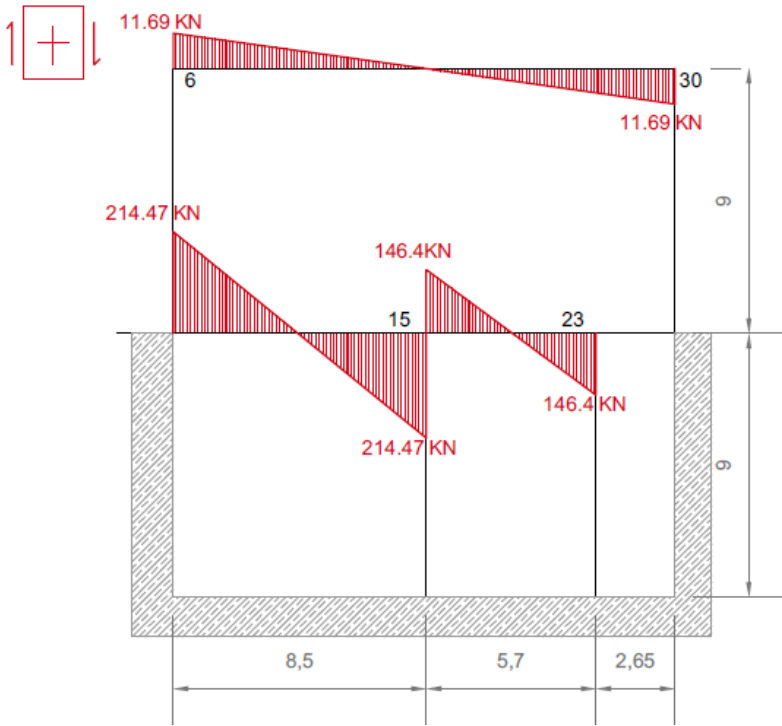
Fuente: Elaboración propia

Figura 73: Diagrama de Momento en vigas debido a cargas verticales



Fuente: Elaboración propia

Figura 74: Diagrama de cortante en vigas debido a cargas verticales



Fuente: Elaboración propia

A continuación se detallarán los cálculos de los elementos de estructura. En primer lugar realizaremos el cálculo de la planta cubierta. En la figura 75 observamos los cortantes correspondientes a los pilares de esta planta.

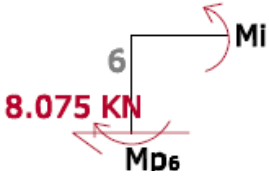
Figura 75: Cortantes en pilares del pórtico PY6 de la planta cubierta.



Fuente: Elaboración propia

-MOMENTOS FLECTORES Y CORTANTES EN PILARES Y VIGAS:

- Pilar 6=30

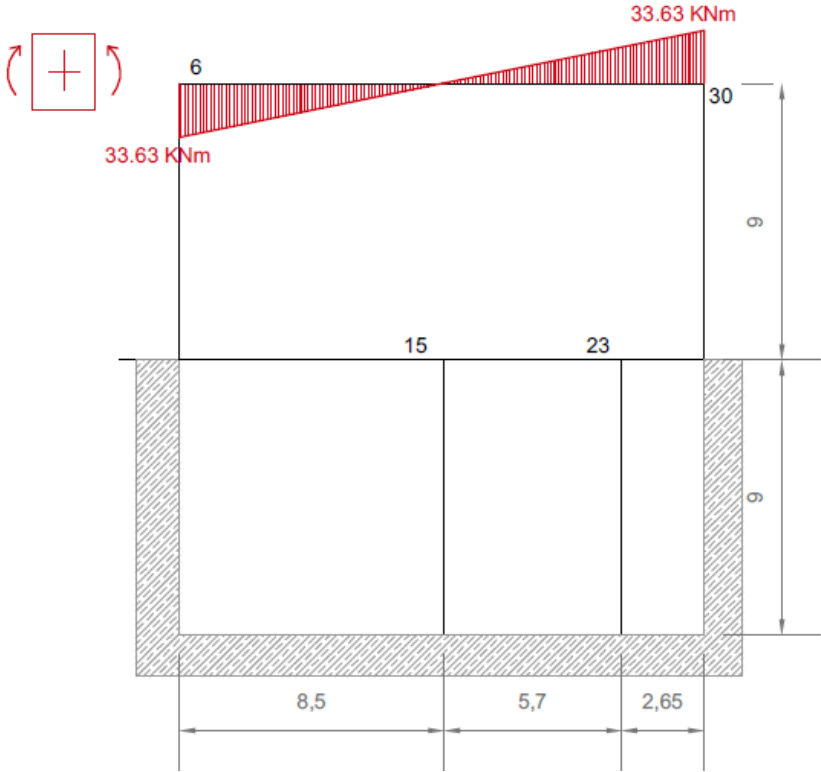


$$M_{pilar_6} = 8.075 * 4.5 = 36.33 \text{ KNm}$$

$$M_i = 36.33 \text{ KNm}$$

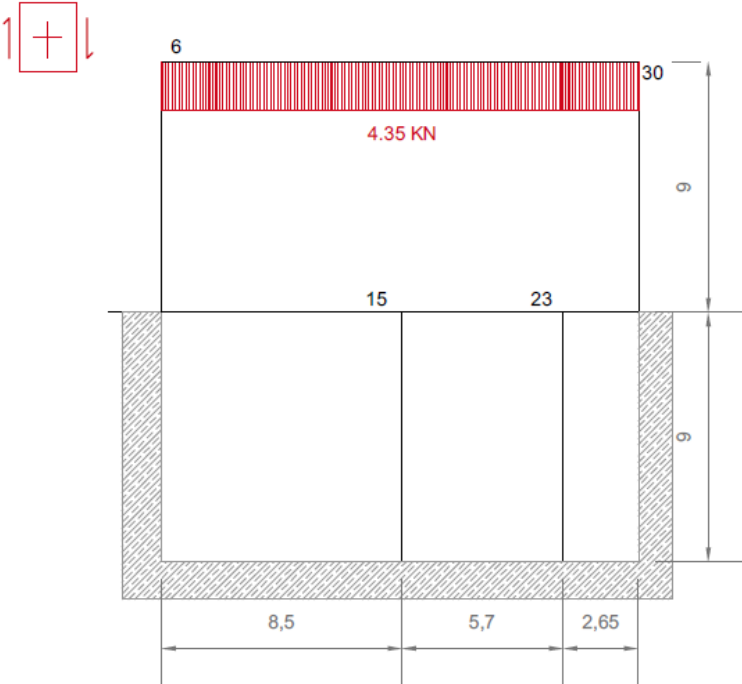
Una vez obtenidos los valores de los momentos, cortantes y axiles en pilares y vigas se representan en las figuras 76, 77, 78, 79 y 80.

Figura76: Diagrama de Momento en vigas debido a cargas horizontales



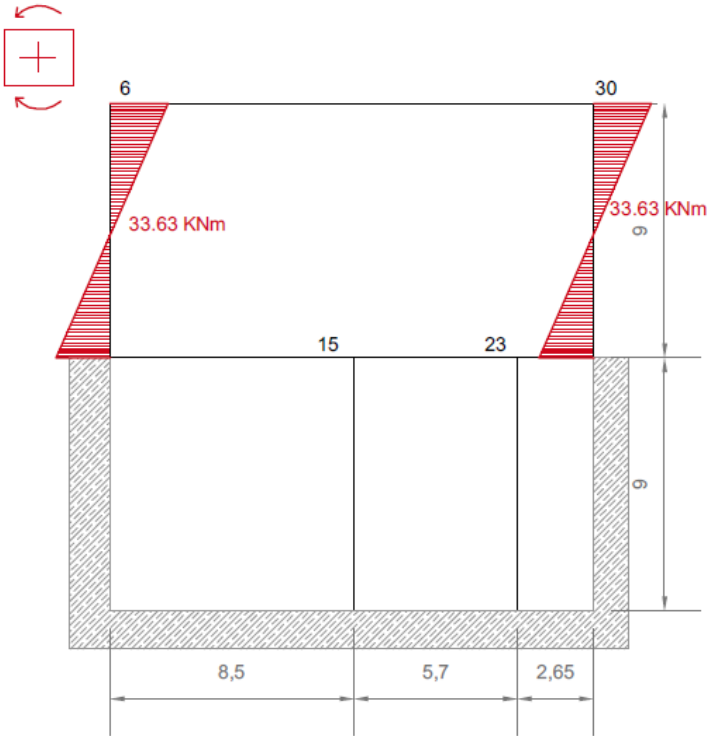
Fuente: Elaboración propia

Figura 77: Diagrama de cortante en vigas debido a cargas horizontales



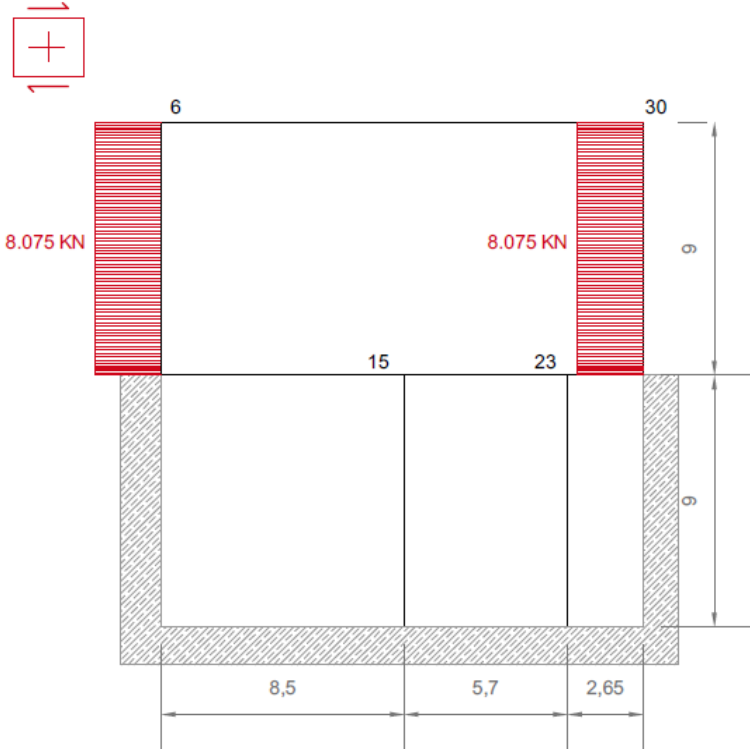
Fuente: Elaboración propia

Figura 78: Diagrama de momentos en pilares debido a cargas horizontales



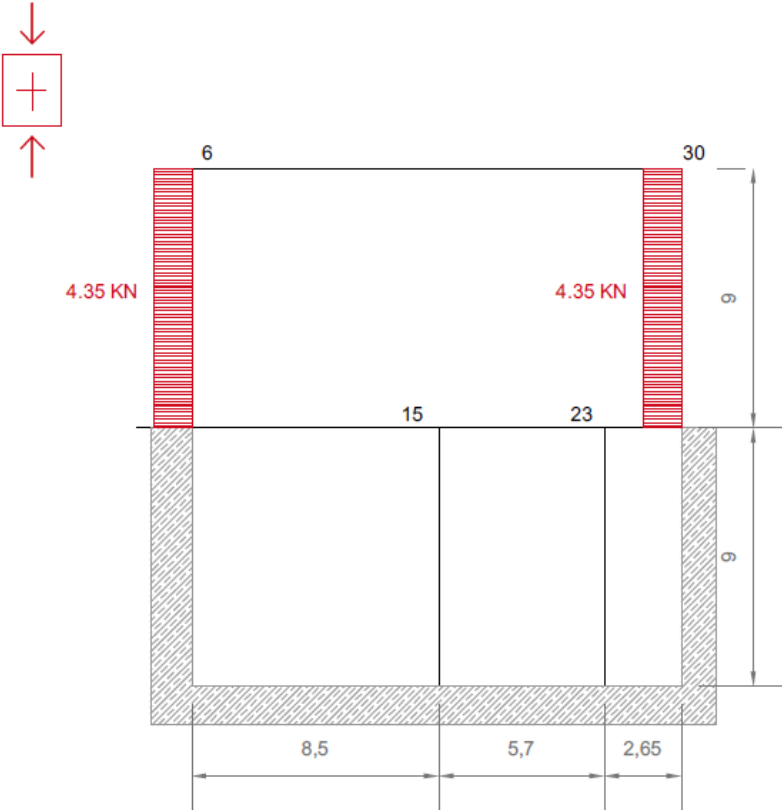
Fuente: Elaboración propia

Figura 79: Diagrama de cortantes en pilares debido a cargas horizontales



Fuente: Elaboración propia

Figura 80: Diagrama de axiles en pilares debido a cargas horizontales



Fuente: Elaboración propia

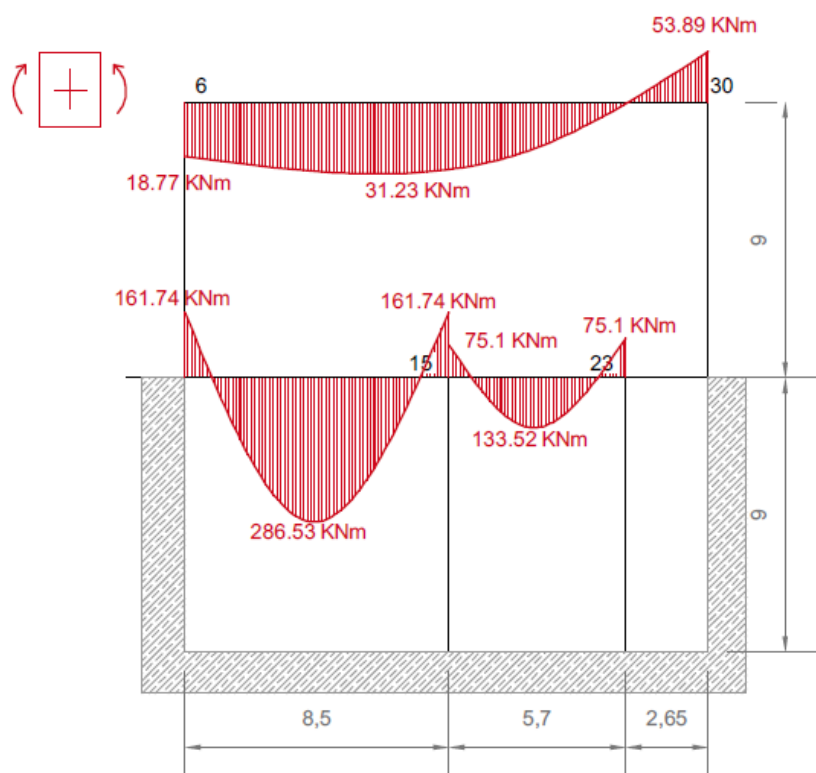
3.8.2.3.- Combinación de las solicitaciones del pórtico PY6

Conocidos ya los momentos y cortantes del pórtico, se combinan ambas hipótesis, de esta manera comprobamos cuáles son las solicitaciones más desfavorables para dimensionar los elementos del pórtico.

3.8.2.3.1.- Hipótesis de carga: $1.35 \times G + 0.9 \times Q$

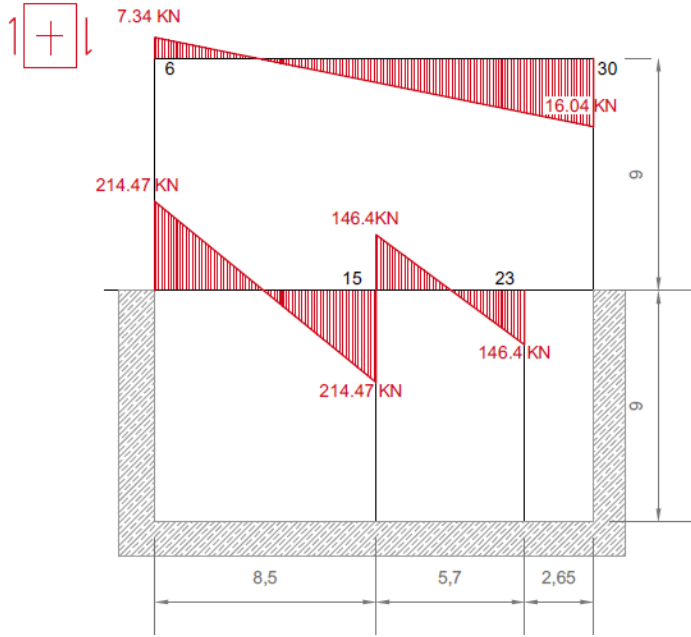
En las figuras 81 y 82 podemos los momentos y cortantes resultantes del cálculo de la primera hipótesis.

Figura 81: Envolverte de Momentos en vigas



Fuente: Elaboración propia

Figura 82: Envolvente de cortantes en vigas

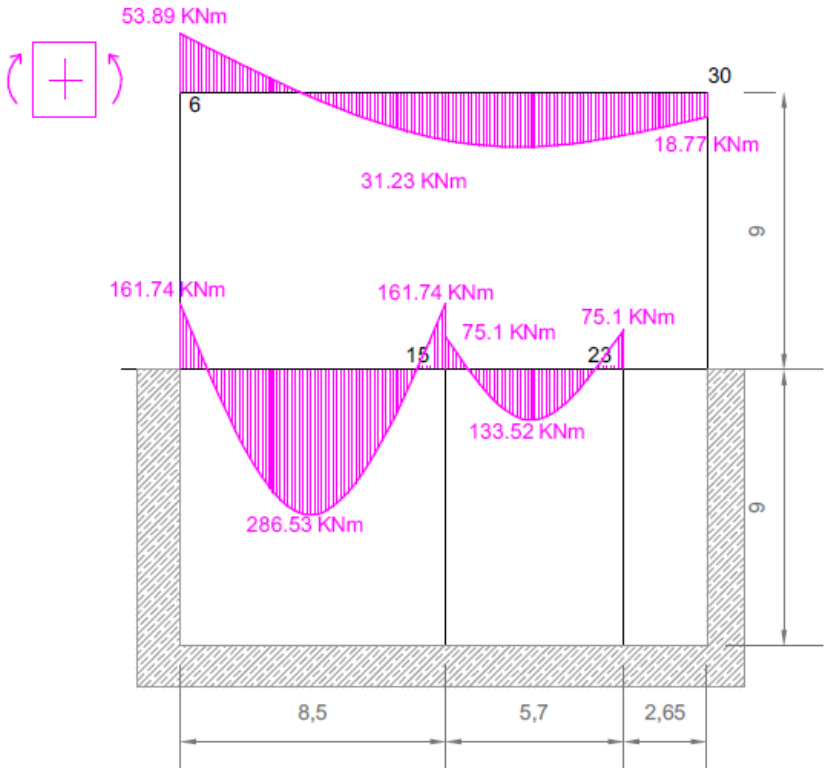


Fuente: Elaboración propia

3.8.2.3.2.- Hipótesis de carga: $G + 0.6 \cdot Q$

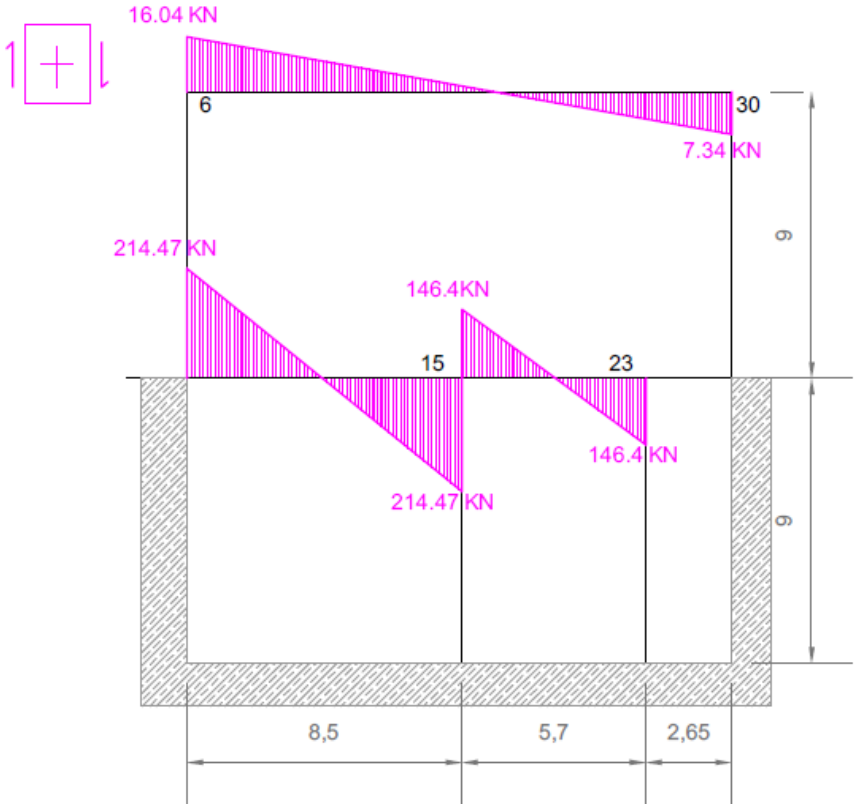
En las figuras 83 y 84 podemos los momentos y cortantes resultantes del cálculo de la segunda hipótesis.

Figura 83: Envolverte de momentos en vigas



Fuente: Elaboración propia

Figura 84: Envolverte de cortantes en vigas:

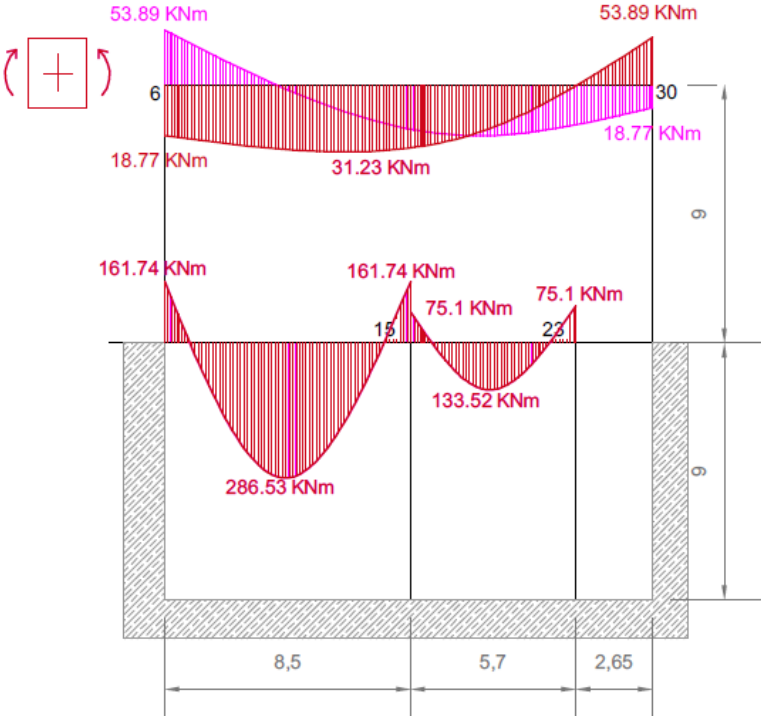


Fuente: Elaboración propia

3.8.2.3.3.- Envoltentes totales

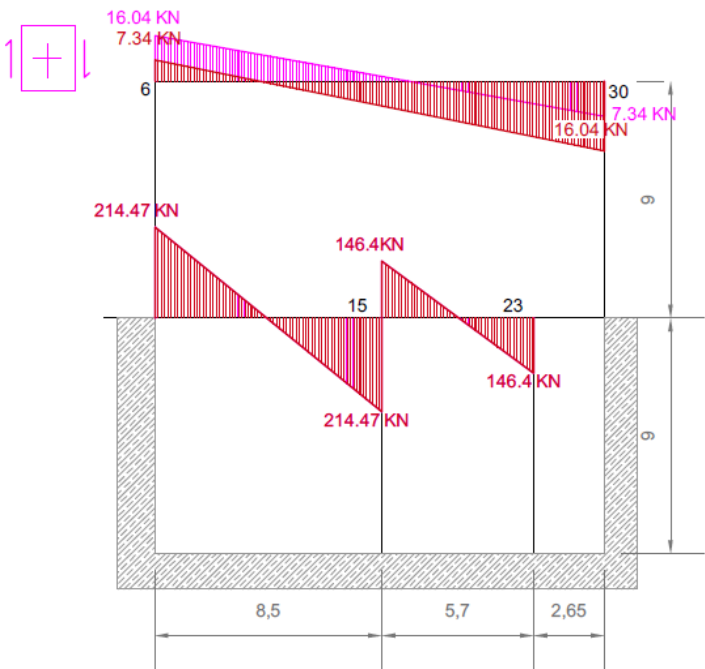
En la figura 85 y 86 se ven los resultados de la combinación de las solicitaciones.

Figura 85: Envoltente total de momentos en vigas



Fuente: Elaboración propia

Figura 86: Envoltente total de cortantes en vigas



Fuente: Elaboración propia

3.8.3.- Predimensionado de los elementos del pórtico PY6

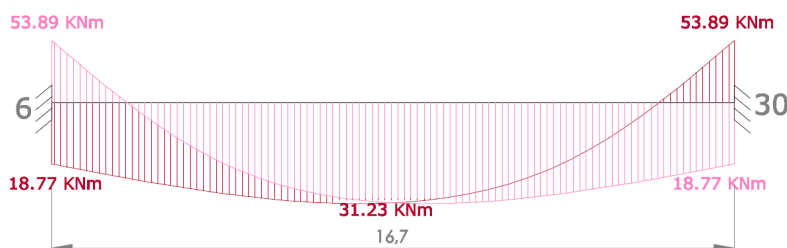
3.8.3.1.- Vigas

Predimensionamos la más desfavorable del pórtico.

3.8.3.1.1.- Planta de cubierta

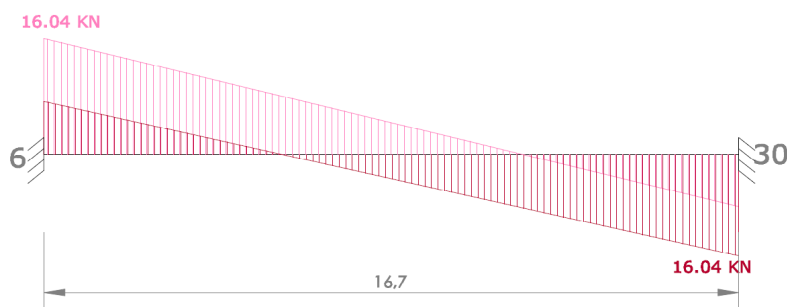
En las figuras 87 y 88 se muestra la envolvente de momentos y cortantes en la viga más desfavorable.

Figura 87: Envolvente total de momentos en viga



Fuente: Elaboración propia

Figura 88: Envolvente total de cortantes en viga



Fuente: Elaboración propia

Para el predimensionado tendremos que mayorar los datos obtenidos, para ello lo multiplicaremos por su coeficiente de mayoración. El momento y cortante serán:

$$M_{ed} = 5,389 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$$V_{ed} = 1,604 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Para estas vigas de grandes luces utilizaremos vigas de alma aligerada o vigas Boyd.

3.8.3.1.1.- Tanteo previo al predimensionado: Prontuario ENSIDESA

Al igual que en el caso anterior para acercarnos al dimensionado final, nos tenemos que basar en la fórmula que relacione las características del perfil y el momento mayorado:

$$Med = Wpl * fy$$

$$Wpl = Med/fy = 195964 \text{ mm}^3 = 195.96 \text{ cm}^3$$

. Elegimos por tanto el perfil IPN-180 para realizar el predimensionado.

- FLECHA:

Siguiendo las indicaciones del CTE DB SE 4.3.3.1, la flecha máxima es: $L/250$

$$F_{\text{máx}} = L/250 = 16700 \text{ mm}/400 = 66.8 \text{ mm}$$

En el caso del IPN 180, buscamos cual es la flecha máxima que nos da según los datos de proyecto.

$$F_{9-14} = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 1.4 * 16700^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 31990000} = 211.057 \text{ mm}$$

Habría que comprobar:

$$F_{9-14} < F_{\text{máx}}$$

211.057 mm > 66.8 mm NO CUMPLE A continuación probamos con un perfil de mayor sección. Ahora vamos a probar con un IPN 260.

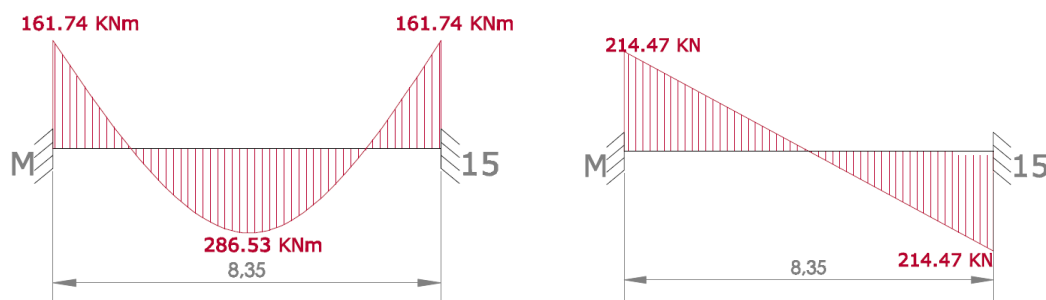
57.9 mm < 66.8 mm Tras esta comprobación, el perfil CUMPLE A FLEXIÓN

El perfil predimensionado para la viga 6-30 de planta de cubierta es IPN-260.

3.8.3.1.2.- Planta 0

Tomaremos para el predimensionado la viga más desfavorable de esta planta. En este caso la viga M-15 como se ve en la figura 89.

Figura 89: Momentos y cortantes en viga M-15.



Fuente: Elaboración propia

Se mayorarán las solicitaciones mediante los coeficientes correspondientes.

$$Med = 2,86 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$Ved = 2,14 \cdot 10^5 \text{ N}$$

3.8.3.1.2.1.- Tanteo previo al predimensionado

Al igual que ocurre en las vigas, debemos buscar la fórmula que nos relacione características de las piezas con sus momentos.

$$M = Wpl \cdot fy$$

Siendo:

Med Momento mayorado

Wpl Módulo resistente plástico

Fy Resistencia característica del acero S-275

De aquí despejamos Wpl:

$$Wpl = Med / fy = 1040000 \text{ mm}^3 = 1040 \text{ cm}^3$$

Elegimos el perfil IPN-360 para realizar el predimensionado.

Características geométricas de la sección:

IPN-360

$$A = 97.10 \text{ cm}^2$$

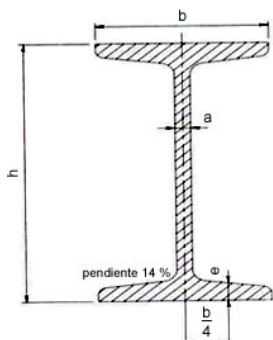
$$I_y = 19610 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 818 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 123 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 240100 \text{ cm}^6$$

$$W_y = 1090 \text{ cm}^3$$



3.8.3.1.2.2.- Clasificación de la sección

En función de la sensibilidad de su respuesta resistente a los fenómenos de inestabilidad de chapas se definen cuatro Clases de secciones transversales metálicas. Habrá que ver a qué clase pertenecen tanto las alas como el alma de la sección y en base a esto se elegirán una serie de fórmulas según el caso.

Para ello nos basamos en la tabla 20.3.a y 20.3.b del Capítulo V de la EAE.

Lo primero habrá que calcular la relación c/t

En este caso nos da toda la sección CLASE 1

3.8.3.1.2.3.- Comprobaciones E.L.U.

- COMPROBACIÓN RESISTENTE M+V: (Capítulo 9, 34.7.1. EAE)

Habrá que comprobar la siguiente relación para que cumpla éste estado límite de resistencia.

$$M_{ed} \leq M_y, V, R_d$$

Vemos si hay reducción por cortante:

$$V_{ed} = 2.14 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3}} = \frac{290 * 13 * 275}{\sqrt{3}} = 5.98 * 10^5 \text{ N}$$

$$V_{ed} \geq 0.5V_{pl,Rd}$$

$$2.14 * 10^5 \not\geq 2.99 * 10^5 \text{ Por lo que no se considera reducción por cortante}$$

$$2.14 * 10^5 \not\geq 5.98 * 10^5 \text{ Y por lo tanto CUMPLE A CORTANTE}$$

Comprobamos ahora si cumple la sección a flexión:

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} * f_y = 2.99 * 10^8 \text{ Nmm}$$

$$2.86 * 10^8 \leq 2.99 * 10^8 \text{ Vemos que la sección elegida CUMPLE A FLEXIÓN}$$

- ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA (Capítulo 9, 35.8 EAE)

Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones transversales que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k * \frac{E}{f_y} * \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

$22.3 \leq 326.241$ La sección CUMPLE LA ABOLLADURA DEL ALMA INDUCIDA POR EL ALA.

- ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE (Capítulo 9, 35.5 EAE)

Vemos si hay que comprobar la abolladura o no:

En almas sometidas a cortante se deberá comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

Para almas no rigidizadas:

$$h_w/t_w > 72 * e/h$$

$22.3 < 55.2$ por lo tanto NO HAY ABOLLADURA DEL ALMA POR CORTANTE

- PANDEO LATERAL (Capítulo 9, 35.2 EAE, Eurocódigo)

La comprobación a realizar será la siguiente:

$$M_{ed} \leq M_{b,Rd}$$

Donde:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * f_y$$

Siendo:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(K * L)^2} * \left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right)^{1/2}; \quad L_c = 8.35 \quad m$$

$$M_{cr} = 7.03 * 10^8 \text{ Nmm} \quad \bar{\lambda}_{LT} = 0.65 \quad ; \quad \alpha_{LT} = 0.34 ;$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 * (1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2); \quad \varphi_{LT} = 0.78 ;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}; \quad \chi_{LT} = 0.82 \leq 1;$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * f_y = 2.47 * 10^8 \text{ Nmm}$$

Una vez obtenido el pandeo lateral, realizamos la comprobación dando como resultado:

$$2.86 * 10^8 \not\leq 2.47 * 10^8 \text{ por lo tanto NO CUMPLE A PANDEO LATERAL}$$

Con no cumplir tan solo un apartado de las comprobaciones, el perfil seleccionado deberá ser mayor al elegido, por lo tanto, optamos ahora por comprobar con un perfil IPN-380. Se volverían a realizar los mismos cálculos hasta dar con el perfil que satisfaga todas las comprobaciones.

Una vez que conseguimos el perfil que cumpla a pandeo lateral, quedará una última comprobación a realizar:

- CÁLCULO DE LA FLECHA

Para el caso de un forjado ordinario el valor límite de la flecha recomendada es: L/400

$$F_{\text{máx}} = L/400 = 8350/400 = 20.875 \text{ mm}$$

Siendo L la longitud del vano.

Habrá que comprobar que para una viga IPN-360 la flecha máxima con una longitud de vano de 9300 mm sea menor a la permitida:

$$F_{9-14} < F_{\text{máx}}$$

64.48 mm > 20.875 mm como nos da un valor MAYOR al máximo permitido, la viga NO CUMPLE A FLEXION.

Se probará entonces con un IPN 550:

15.61 mm < 20.875 mm como nos da un valor menor al máximo permitido, la viga CUMPLE A FLEXION.

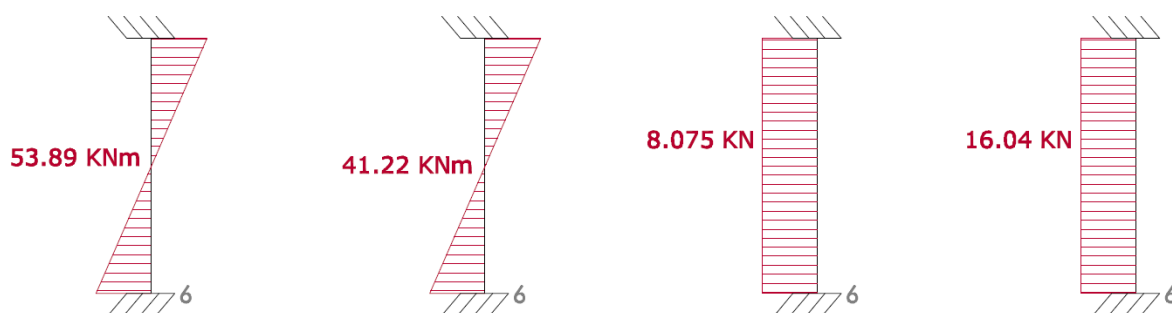
El perfil predimensionado para la viga M-15 de planta 0 es IPN-550

3.8.3.2.- Pilares

3.8.3.2.1.- Planta 0

Se utilizan perfiles HEB. Se predimensionará el pilar 6, en la figura 90 se representan los momentos, el cortante y el axil en el pilar.

Figura 90: Momentos, cortante y axil en pilar 6:



Fuente: Elaboración propia.

Se mayorarán las solicitaciones mediante los coeficientes correspondientes.

$$M_{\text{edy}} = 5.389 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$$M_{edz} = 4.122 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$$V_{ed} = 8.075 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$N_{ed} = 1.604 \cdot 10^4 \text{ N}$$

3.8.3.2.1.1.- Tanteo previo al predimensionado

Al igual que ocurre en las vigas, debemos buscar la fórmula que nos relacione características de las piezas con sus momentos.

$$M = W_{pl} \cdot f_y$$

$$W_{pl} = M/f_y = 5.389 \cdot 10^7 / 275 = 195964 \text{ mm}^3 = 195.964 \text{ cm}^3$$

Con este dato entraríamos en las tablas de dimensionamiento de perfiles y buscamos el perfil en el que su valor de W_{pl} sea mayor al obtenido. Elegimos por tanto el perfil HEB-220 para realizar el predimensionado.

Características geométricas de la sección:

HEB-220

$$A = 91 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 8091 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2843 \text{ cm}^4$$

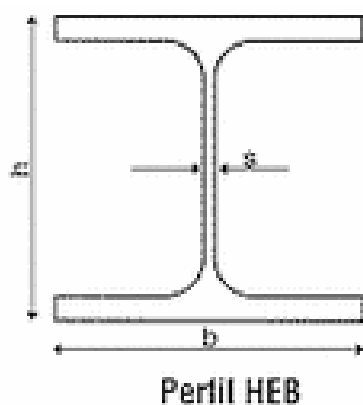
$$I_t = 84.40 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 295400 \text{ cm}^6$$

$$W_y = 736 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 9.43 \text{ cm}$$

$$i_z = 5.59 \text{ cm}$$



3.8.3.2.1.2.- Clasificación de la sección

Al igual que hacíamos para las vigas, tendremos que clasificar cada parte del perfil elegido. Para ello nos basamos en la tabla 20.3.a y 20.3.b del Capítulo V de la EAE.

Lo primero habrá que calcular la relación c/t

Siendo:

Para alas:
 c largo de medio ala
 t espesor del ala

Para almas:
 c alto del alma
 t espesor del alma

Ala comprimida:

$$c/t = 70.3/14.4 = 4.88 \leq 9 \cdot 0.92$$

$$4.88 \leq 8.28$$

Alma flectada:

$$c/t = 371.2/14.4 = 25.77 \leq 72 \cdot 0.92$$

$$25.77 \leq 66.24$$

En este caso nos volvemos a encontrar con un perfil CLASE 1

3.8.3.2.1.3.- Comprobaciones resistentes

- AXIL DE COMPRESIÓN:

El valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión N_{ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$N_{ed} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_y = 9100 \cdot 275 = 2.502 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$1.604 \cdot 10^4 \leq 2.502 \cdot 10^6 \text{ Por lo tanto, CUMPLE A COMPRESIÓN}$$

- CORTANTE:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{ed} deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$V_{ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\sqrt{3}} = \frac{188 \cdot 9.5 \cdot 275}{\sqrt{3}} = 2.835 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$8.075 * 10^3 \leq 2.835 * 10^5 \text{ podemos decir por tanto que CUMPLE A CORTANTE}$$

Hacemos la comprobación para ver si hay que reducir por cortante al igual que ocurría en las vigas:

$$8.075 * 10^3 \leq 0.5 * 2.835 * 10^5$$

$8.075 * 10^3 \leq 1.417 * 10^5$ Dado el resultado, NO HABRÁ QUE REDUCIR POR CORTANTE

- MOMENTO FLECTOR MY:

El valor de cálculo del momento flector MEd deberá cumplir para cualquier sección transversal:

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd_y} = W_{pl_y} * f_y = 7.36 * 10^5 * 275 = 2.024 * 10^8 \text{ N*mm}$$

$$5.389 * 10^7 \leq 2.024 * 10^8 \text{ Por lo tanto, CUMPLE A FLEXIÓN}$$

- MOMENTO FLECTOR MZ:

Dado que estamos ante un pilar, habrá que calcular si hay flexión en alguno de sus dos ejes. Vemos ahora el caso del momento flector en el eje Z.

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd_z} = W_{pl_z} * f_y = 2.58 * 10^5 * 275 = 7.095 * 10^7 \text{ N*mm}$$

$$4.122 * 10^7 \leq 7.095 * 10^7 \text{ Por lo tanto, CUMPLE A FLEXIÓN}$$

- INTERACCIÓN DE ESFUERZOS N+MY+V:

En aquellos casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado de sollicitaciones de flexión, cortante y esfuerzo axial, el dimensionamiento y comprobación frente a este efecto se llevará a cabo reduciendo la resistencia de cálculo de la sección a flexión y axial.

Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{ed} sea menor que el 50% de la resistencia plástica de cálculo de la sección $V_{pl,Rd}$, no será necesaria ninguna de las reducciones de las resistencias de cálculo de la sección.

Habrá que comprobar:

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{ed,y}}{M_{c,Rd,y}} \leq 1$$

Como no hay que reducir por cortante, tampoco son necesarias las reducciones de resistencia de Momento y de Axil.

Comprobamos con HEB-220:

$$\frac{1.604 \cdot 10^4}{2.502 \cdot 10^6} + \frac{5.389 \cdot 10^7}{2.024 \cdot 10^8} = 0.27 \leq 1 \text{ CUMPLE A ESFUERZOS N+MY+V}$$

- INTERACCIÓN DE ESFUERZOS N+MZ+V:

Realizamos lo mismo pero esta vez para el momento aplicado en el eje Z.

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{ed,z}}{M_{c,Rd,z}} \leq 1$$

Como no hay que reducir por cortante, tampoco son necesarias las reducciones de resistencia de Momento y de Axil.

Comprobamos con HEB-220:

$$\frac{1.604 \cdot 10^4}{2.502 \cdot 10^6} + \frac{4.122 \cdot 10^7}{7.095 \cdot 10^8} = 0.06 \leq 1 \text{ CUMPLE A ESFUERZOS N+MZ+V}$$

3.8.3.2.1.4.-Pandeo de Euler

Para elementos sometidos a compresión, el valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión N_{ed} deberá verificar:

$$N_{ed} \leq N_{b,Rd}$$

Donde:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y$$

- PANDEO EN EJE Y

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 * E}{f_y}}} = 0.37 > 0.2$$

El valor del coeficiente de imperfección obtenido mediante las curvas de pandeo se obtendrá de la tabla 35.1.2.a. , 35.1.2.b y 35.1.2 del Capítulo IX de la EAE.

De la curva de pandeo c obtenemos como coeficiente de imperfección $\alpha = 0.34$

Una vez obtenido ya podemos calcular el siguiente valor necesario para el cálculo:

$$\phi = 0.5 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.7105$$

Ya tenemos todos los datos necesarios para poder sacar el valor de:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.86$$

Conociendo todos los coeficientes, podemos obtener el valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión Nb,Rd:

$$N_{b,Rd} = 2.15 * 10^6 \text{ N}$$

Al igualar los valores vemos que:

$$1.604 * 10^4 \leq 2.15 * 10^6 \text{ Por lo tanto la pieza NO PANDEA EN EL EJE Y}$$

- PANDEO EN EJE Z

Se realizarán los mismos cálculos, esta vez para el pandeo en la dirección del eje Z.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 * E}{f_y}}} = 0.92 > 0.2$$

Curva de pandeo c; $\alpha = 0.49$

$$\phi = 0.5 * [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.099$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0.588 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 1.47 * 10^6 \text{ N}$$

$$1.604 * 10^4 \leq 1.47 * 10^6 \text{ NO PANDEA EN EL EJE Z}$$

3.8.3.2.1.5.- Abolladura del alma inducida por el ala

Para prevenir la posibilidad de abolladura del alma por efecto de las tensiones transversales que transmite el ala comprimida por efecto de la propia deformación por flexión, la esbeltez del alma deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{hw}{tw} \leq k * \frac{E}{f_y} * \sqrt{\frac{A_w}{A_f}}$$

$$19.78 \leq 163.184 \text{ Podemos decir que NO HAY ABOLLADURA}$$

3.8.3.2.1.6.- Abolladura del alma por cortante

Vemos si hay que comprobar la abolladura o no:

En almas sometidas a cortante se deberá comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

$$hw/tw > 72 * e / 1.2$$

$$19.78 \leq 55.2 \text{ Para este perfil, NO HAY ABOLLADURA}$$

El perfil predimensionado para el pilar 6 de planta de cubierta es HEB-220.

4.- PREDIMENSIONADO DE LOS FORJADOS

Estarán formados por viguetas tipo IPN empotradas en los pórticos principales. La separación entre ejes será de 2.60 m, y la luz de las mismas será de 9 metros.

Para el predimensionado procederemos de la misma forma que en puntos anteriores obteniendo lo siguiente:

- PLANTA CUBIERTA

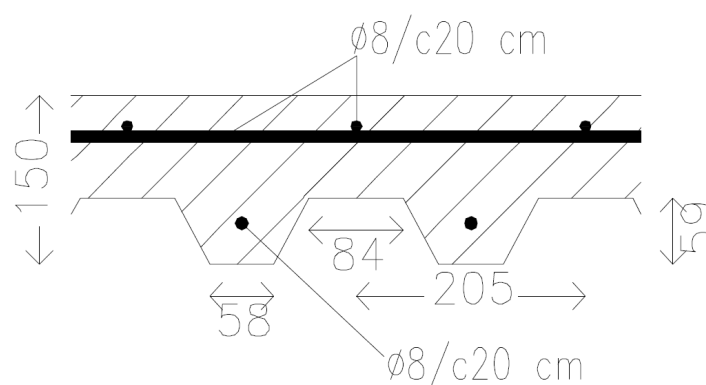
Para el forjado de cubierta IPN 300

- FORJADO SUELO PLANTA +1 y 0

Para el forjado de planta +1 y planta 0 IPN 360

En la figura 92 se puede ver la sección de redondos y dimensiones del forjado en este caso.

Figura 92: Forjado colaborante.



Fuente: Catálogo Eurocol 60, Europerfil.

5.- CALCULO DE LA CIMENTACIÓN DE ZAPATA CORRIDA Y DEL MURO DEL MODULO DE SERVICIO

5.1.- Cálculo de zapata corrida

La cimentación utilizada se basa en zapatas corridas bajo pilares y muros. El cálculo se realizará como si fueran zapatas aisladas.

Datos: $\sigma_{adm} = 130 \text{ KN/m}^2$

Acero B400 s, $f_{yd} = 347826 \text{ KN/m}^2$

HA-25, $f_{cd} = 16667 \text{ KN/m}^2$

$= 2,5 \text{ Tn/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$ peso específico del hormigón HA-25

La carga que llega a la zapata no se mayor, ya que los coeficientes de seguridad están suficientemente incluidos en la σ_{adm} del terreno.

Predimensionamos la zapata corrida de la línea de pilares P6-P7-P8-P9-P10:

5.1.1.- Dimensiones en planta

Diseñaremos una zapata cuadrada de lado a:

Se tiene que cumplir que el peso del cimiento más la carga (N) que el pilar le transmite, repartidos en la superficie de la zapata, no superen la tensión admisible del terreno.

La carga N que transmite el pilar 9 a la cimentación es de 1636.93 KN

El peso de la zapata puede estimarse como $N_c = 0,1N = 163.693 \text{ KN}$

$$\sigma_{admt} = \frac{N_c + N}{a^2}; \quad V_p + \sigma_t \cdot (a' + d)^2 = N; \quad 130 = \frac{163.693 + 1636.93}{a^2};$$

$$a = 3.70 \text{ m}$$

5.1.2.- Canto máximo de la zapata

El canto máximo de la zapata debe ser tal que su peso más la carga que le llega no supere la tensión máxima admisible del terreno.

El peso de la zapata lo expresamos en función del canto utilizando el peso específico del hormigón y multiplicándolo por el volumen de la zapata:

$$N_c = \gamma * (a * a * h_{\text{máx}}) = 25 * (3.7 * 3.7 * h_{\text{máx}}) = 342.25 * h_{\text{máx}}$$

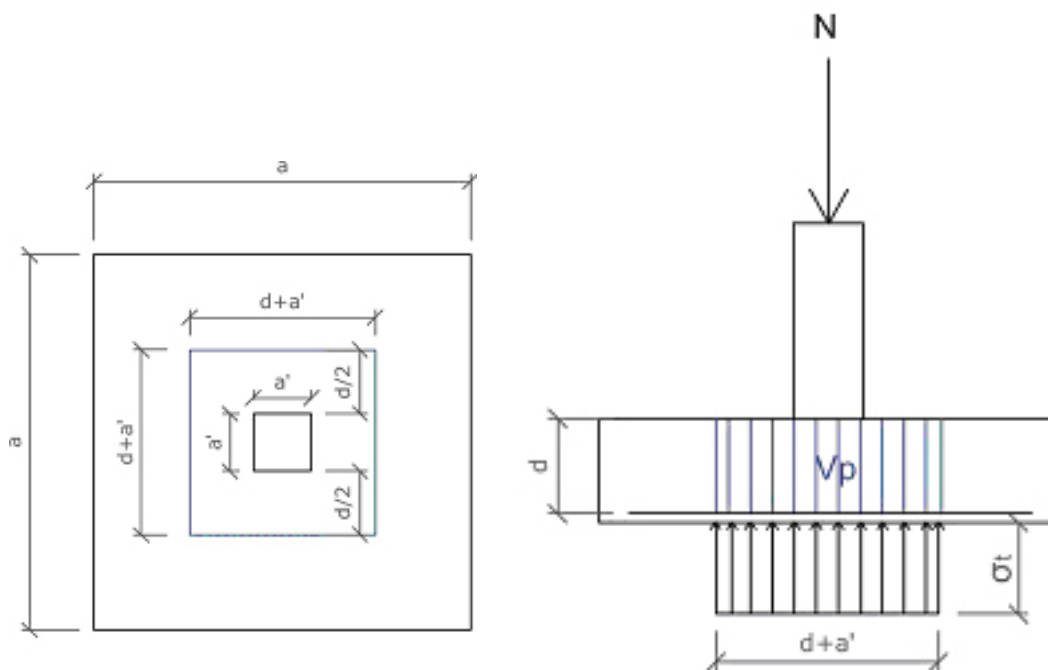
$$130 = \frac{342.25 * h_{\text{máx}} + 1636.93}{3.7^2}; \quad h_{\text{máx}} = 0.41 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

5.1.3.- Dimensionado del canto

Para calcular el canto mínimo de la zapata, imponemos como condición que ésta resista a punzonamiento y a cortante.

- DIMENSIONADO A PUNZONAMIENTO

Figura 93: Sección tipo de cimentación y fuerzas para el cálculo a punzonamiento.



Fuente: Elaboración propia.

Aislando el dado de hormigón y por equilibrio obtenemos:

$$V_p + \sigma_t * (a' + d)^2 = N$$

Mayorando y operando llegamos a:

$$V_{pd} = 1,6 \text{ N/a}^2 [a^2 - (a' + d)^2] = 1,6 \times 1636,93 / 3,7^2 [3,7^2 - (0,26 + d)^2]$$

$$V_{pd} = 191,314 [3,7^2 - (0,26 + d)^2] = 191,314 (13,62 - d^2 - 0,52d)$$

$$V_{pd} = -191,314 d^2 - 99,48 d + 2605,7$$

El máximo valor de punzonamiento que resiste el hormigón es

$$(V_p)_u = f_{cv} (1 + 2/a) S_p \quad f_{cd} (\text{KN/m}^2) S_p$$

Siendo:

S_p la superficie del perímetro de punzonamiento

$$S_p = 4 (a' + d) d = 4 (0,26 + d) d = 1,04 d + 4 d^2$$

$$= a' / a' = 1$$

f_{cv} la resistencia virtual del hormigón a cortante (en Kg/cm^2)

$$f_{cv} = 0,5 \quad f_{cd} = 0,5 \quad 166,67 = 6,45 \text{ Kg/cm}^2 = 645,5 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{cd} = f_{cd} = 166,7 = 12'90 \text{ Kg/cm}^2 = 1290 \text{ KN/m}^2$$

Sustituyendo los valores calculados llegamos a un valor del punzonamiento último de:

$$(V_p)_u = 645,5 * 3(1,04 d + 4d^2) \quad 1291 (1,04 d + 4d^2)$$

Operando y despejando d

$$d \geq 0,25 \text{ m}$$

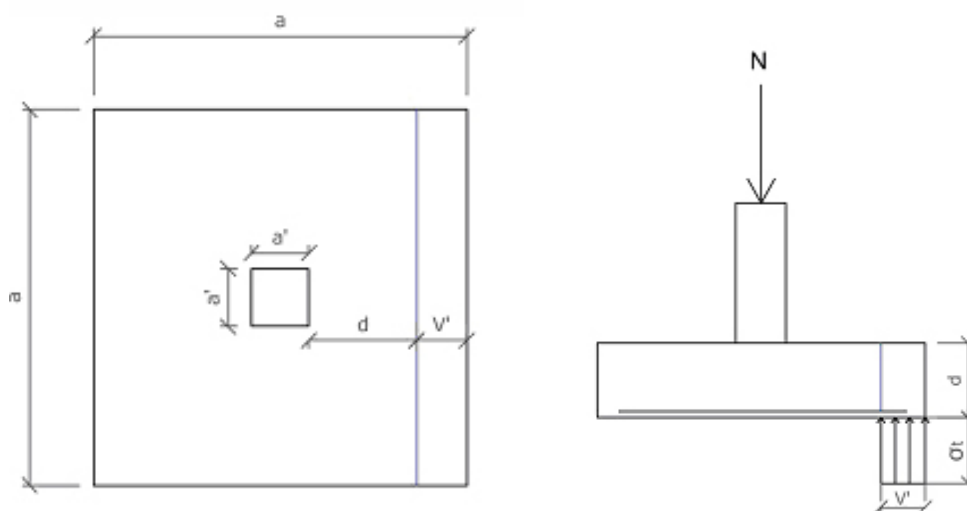
El canto mínimo que permite la Norma EHE es de 0.5 m

Los recubrimientos en las zapatas son de 5cm, por lo que para que la sección no rompa por punzonamiento el canto de la zapata será $h \geq 0,55 \text{ m}$

5.1.4.- Comprobación a cortante

Estudiaremos el valor del cortante en la sección crítica a cortante, la cual se ve en la figura 94.

Figura 94: Sección tipo de cimentación y fuerzas para la comprobación a cortante.



Fuente: Elaboración propia.

El valor del cortante en cimentación se calculará de la siguiente manera.

$$V = t * V' * a$$

Del dibujo se deduce:

$V' = (a - a' / 2) - d$ y sustituyendo:

$V = N / a^2 ((a - a' / 2) - d) * a$ mayorando:

$Vd = (1,6 * N / a) [((a - a') / 2) - d]$ sustituyendo valores:

$Vd = (1,6 * 1636,93 / 3,7^2) ((3,7 - 0,26 / 2) - d)$

Determinaremos ahora un nuevo canto d , y lo compararemos con el obtenido por punzonamiento, de los dos nos quedaremos con el más restrictivo

$$V_d = 682.991 - 191.314d$$

El máximo cortante que resiste el hormigón es:

$$V_u = f_{cv} \cdot a \cdot d$$

$$V_u = 645.5 \cdot 3.7 \cdot d = 2388.35 d$$

$V_u > V_d$ obtendremos:

$$2388.35 d > 682.991 - 191.314d ;$$

$$d = 0.26 \text{ m}$$

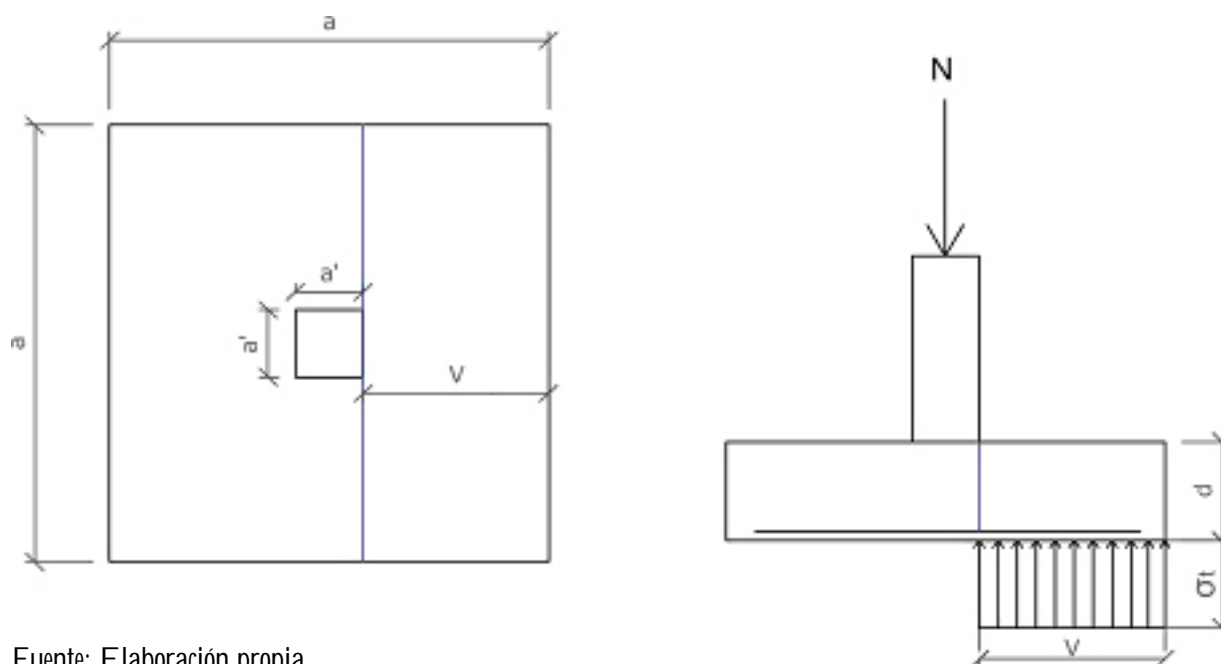
Nos queda una zapata cuyas dimensiones son:

Planta: 3.7 x L (m)

Canto: $h = 55$ cm, determinado por las condiciones de punzonamiento.

Vamos a calcular la armadura necesaria para resistir la flexión a que está sometida. Estudiamos la sección crítica que se encuentra a una distancia $e = 0.15a'$ de la cara del pilar, pero, por comodidad y dado que los resultados apenas varían, estudiaremos la sección que pasa por la cara del pilar, figura 95.

Figura 95: Sección de la cimentación para el cálculo de las armaduras.



Fuente: Elaboración propia.

Se trata de una sección sometida a FLEXIÓN SIMPLE

El momento mayorado a que está sometida la sección será:

$$M^* = 1,6 \cdot t \cdot V \cdot a \cdot V/2 = 1,6 \cdot N/a \cdot V^2/2 \cdot a$$

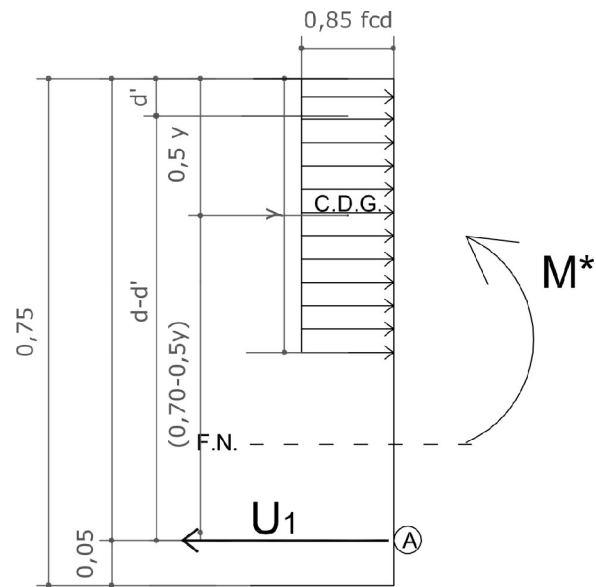
Del dibujo se deduce: $V = a - a'/2 = 3,7 - 0,24/2 = 1,73 \text{ m}$

Sustituyendo $M^* = 1,6 \cdot (1636,93/3,7) \cdot (1,73^2/2) = 1059,28 \text{ KNm}$

$$M_{lim} = 0,32 \cdot f_{cd} \cdot a \cdot d^2 = 0,32 \cdot 16667 \cdot 1,6 \cdot 0,55^2 = 2581,38 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Como $M^* < M_{lim}$ la profundidad del bloque de compresiones es menor que y_{lim} y la sección no necesita armadura de compresión para equilibrar el momento. La representación del bloque se puede ver en la figura 96.

Figura 96: Bloque de compresiones.



Fuente: Elaboración propia.

Tomando momentos en A y haciendo el equilibrio de fuerzas horizontales deducimos a partir del dibujo la fórmula:

$$U_1 = 0,85 fcd * b * d (1 - 1 - M^* / 0,425 * fcd * a * d^2)$$

Sustituyendo valores:

$$U_1 = 0,85 * 16667 * 3,7 * 0,55 (1 - 1 - 1059,28 / 0,425 * 16667 * 3,7 * 0,55^2)$$

$$U_1 = 1994,99 \text{ KN} \quad 12 \text{ } \varnothing 25.$$

Comprobamos también la cuantía geométrica mínima según el art. 42.3.5 de la EHE, refiriéndonos a la sección total de Hormigón que será de: 3'3 ‰ para acero B400S

3'3 ‰ de 55x370 cm = 67.15 cm² 13 \varnothing 25 es la cantidad de armadura necesaria.

Como la zapata es cuadrada, en la otra dirección el momento es el mismo, por tanto habrá que colocar la misma armadura.

La parrilla inferior queda con 13 \varnothing 25, en cada dirección.

Datos finales:

Dimensiones	3.7 x L m
Canto	0.55 m
Armadura	13 Ø 25

La separación mínima entre armaduras cumple las especificaciones de la norma EHE.

5.2.- Predimensionado del muro de sótano

El tramo de muro ($L=1$ m) que predimensionamos es el que recibe a la línea de pilares P11 a P15, tomando como valor de $N_{\text{máx}}$ el del P14 = 1021.31 KN = $1.021 \cdot 10^6$ N.

Combinación de cargas: Etierras máx. + $N_{\text{máx}}$

En este caso el terreno va descendiendo de cota y dejando al muro descubierto, por lo que para realizar el cálculo consideramos que el terreno llega hasta la cabeza del muro.

No se consideran ni sobrecarga sobre el terreno próximo al muro, ni pesos del terreno, ni pavimentos sobre la zapata.

Los coeficientes de ponderación de sobrecargas son:

$$q_{\text{máx}} = 1.5 \quad q_{\text{máx}} = 1.44$$

$$g_{\text{mín}} = 1 \quad q_{\text{mín}} = 0$$

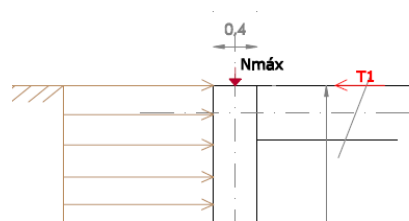
Datos del terreno:

$$f = 27^\circ$$

$$y = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$N_{\text{máx}} = 1021.31 \times 1.5 = 1531.97 \text{ KN}$$

Figura 97: Sección del muro



$$N_c = 25 \text{ KN/m}^3 * 2.5 * 1 * 0.7 * 1.5 = 65.625 \text{ KN}$$

$$q_{h1} = 0.67 * k' * (q + y * H) =$$

$$0.67 * (1 - \sin(30^\circ)) * (0 + 17 * 9) * 1.44 = 36.9 \text{ KN/m}$$

$$N_m = 25 \text{ KN/m}^3 * 0.4 * 4.5 * 1 * 1.5 = 67.5 \text{ KN}$$

Mediante el equilibrio de fuerzas podemos conocer las sollicitaciones a las que está sometido el muro, en la figura 97 se representan las fuerzas.

$$F_v = 0; \quad T_t * 2.5 = N_{\text{máx}} + N_m + N_c;$$

$$T_t * 2.5 = 1531.97 + 67.5 + 65.625;$$

$$T_t = 666.036 \text{ KN/m}$$

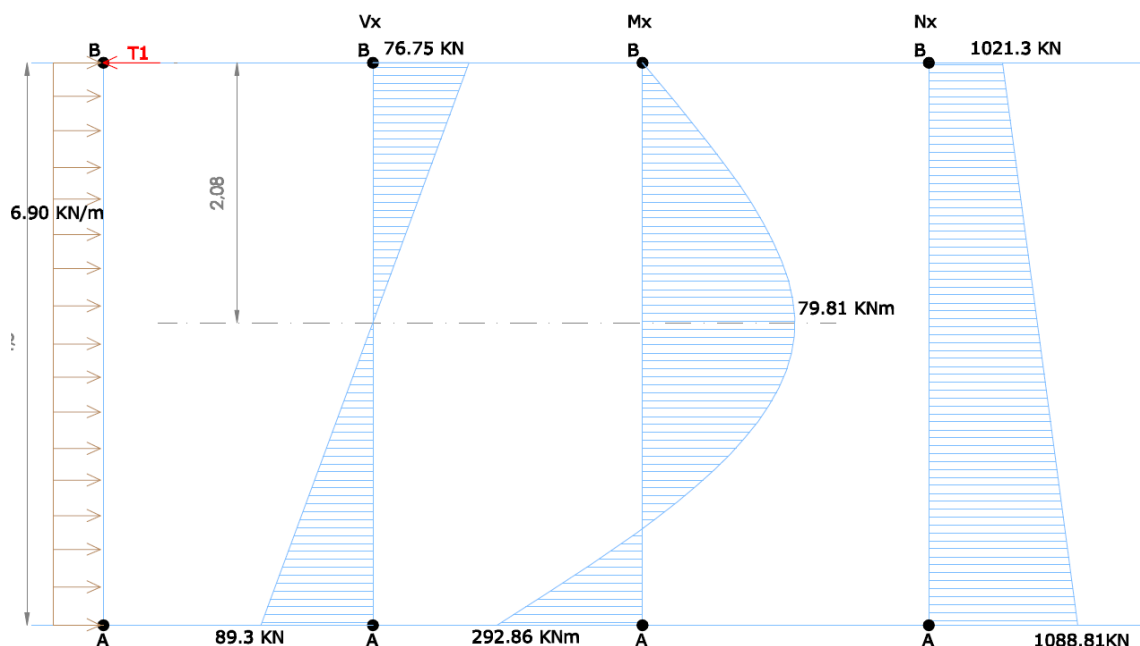
Fuente: Elaboración propia.

$$M_A = 0; \quad 4.5 * T_1 - q_{h1} * 5.2 * (2.5 - 0.7) = 0;$$

$$T_1 = 76.75 \text{ KN}$$

Con estos datos ya puedo sacar los diagramas de sollicitaciones, figura 98:

Figura 98: Diagramas de las solicitaciones en el muro de contención.



Fuente: Elaboración propia.

6.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN DE LA ZAPATA CORRIDA Y DEL MURO DEL MÓDULO DE PRODUCCIÓN

6.1.- Cálculo de zapata corrida

Predimensionado de la zapata bajo pilar 15

La cimentación utilizada se basa en zapatas corridas bajo pilares y muros. El cálculo lo realizo como si fueran zapatas aisladas.

Datos: $adm = 130 \text{ kN/m}^2$

Acero B400 s, $f_{yd} = 347826 \text{ kN/m}^2$

HA-25, $f_{cd} = 16667 \text{ kN/m}^2$

$= 2,5 \text{ Tn/m}^3 = 25 \text{ kN/m}^3$ peso específico del hormigón HA-25

La carga que llega a la zapata no se mayor, ya que los coeficientes de seguridad están suficientemente incluidos en la adm del terreno.

6.1.1.- Dimensiones en planta

Diseñaremos una zapata cuadrada de lado a

Se tiene que cumplir que el peso del cimiento más la carga (N) que el pilar le transmite, repartidos en la superficie de la zapata, no superen la tensión admisible del terreno.

La carga N que transmite el pilar a la cimentación es de 360.87 KN

El peso de la zapata puede estimarse como $N_c = 0,1N = 36.087$ KN

$$\sigma_{admt} = \frac{N_c + N}{a^2}; \quad \gamma_p + \sigma_t * (a' + d)^2 = N; \quad 130 = \frac{36.087 + 360.87}{a^2};$$

$$a = 1.75 \text{ m}$$

6.1.2.- Canto máximo de la zapata

El canto máximo de la zapata debe ser tal que su peso más la carga que le llega no supere la tensión máxima admisible del terreno.

El peso de la zapata lo expresamos en función del canto utilizando el peso específico del hormigón y multiplicándolo por el volumen de la zapata:

$$N_c = \gamma * (a * a * h_{\text{máx}}) = 25 * (1.75 * 1.75 * h_{\text{máx}}) = 76.56 * h_{\text{máx}}$$

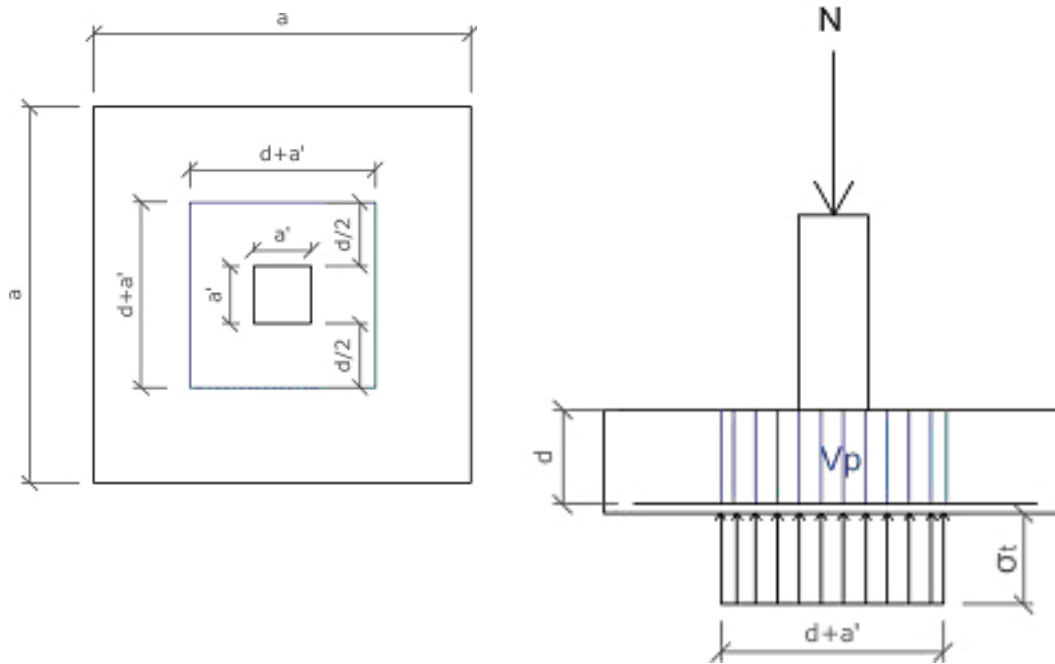
$$130 = \frac{76.56 * h_{\text{máx}} + 360.87}{1.75^2}; \quad h_{\text{máx}} = 0.486 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

6.1.3.- Dimensionado del canto

Para calcular el canto mínimo de la zapata, imponemos como condición que ésta resista a punzonamiento y a cortante.

- DIMENSIONADO A PUNZONAMIENTO

Figura 99: Sección tipo de cimentación y fuerzas para el cálculo a punzonamiento.



Fuente: Elaboración propia.

Aislando el dado de hormigón y por equilibrio obtenemos:

$$V_p + \sigma_t \cdot (a' + d)^2 = N$$

Mayorando y operando llegamos a:

$$V_{pd} = 1,6 N/a^2 [a^2 - (a' + d)^2] = 1,6 \times 360.87 / 1.75^2 [1.75^2 - (0,24 + d)^2]$$

$$V_{pd} = 188.536 [1.75^2 - (0,24 + d)^2] = 188.536 (3 - 0.484d^2 - d)$$

$$V_{pd} = -188.536 d^2 - 91.25d + 565.608$$

El máximo valor de punzonamiento que resiste el hormigón es

$$(V_p)_u = f_{cv} (1 + 2/) S_p \quad f_{cd} \text{ (KN/m}^2\text{)} S_p$$

Siendo:

S_p es la superficie del perímetro de punzonamiento

$$S_p = 4 (a' + d) d = 4 (0,24 + d) d = 0,96 d + 4d^2$$

$$= a' / a' = 1$$

f_{cv} es la resistencia virtual del hormigón a cortante (en Kg/cm²)

$$f_{cv}=0,5 \quad f_{cd}=0,5 \quad 166.67=6.45 \text{ Kg/cm}^2 = 645.5 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{cd} = f_{cd} = 166,7=12'90 \text{ Kg/cm}^2 = 1290 \text{ KN/m}^2$$

Sustituyendo los valores calculados llegamos a un valor del punzonamiento último de:
 $(V_p)_u = 645.5 * 3(0.96 d + 4d^2) \quad 1291 (0.96 d + 4d^2)$

Operando y despejando d

$$d = 0'24 \text{ m}$$

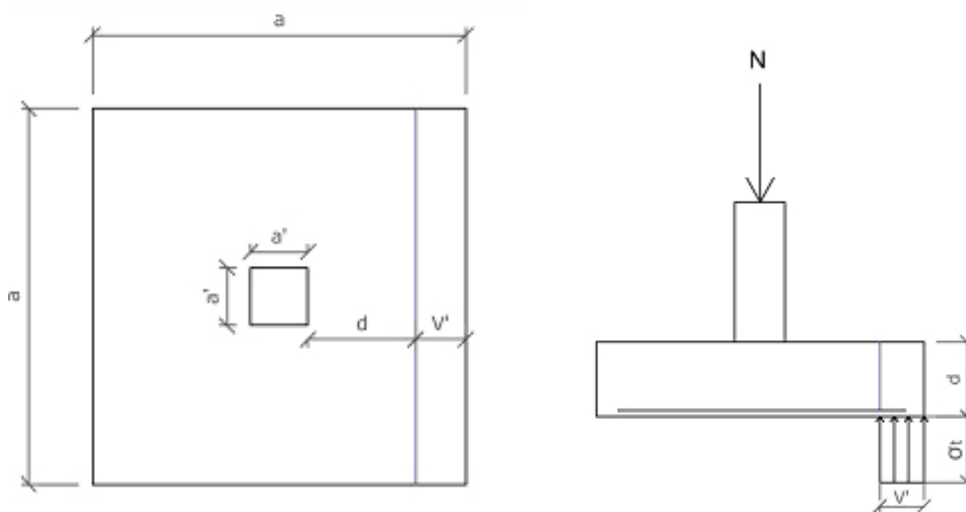
El canto mínimo que marca la EHE es de 0.5 m.

Los recubrimientos en las zapatas son de 5cm, por lo que para que la sección no rompa por punzonamiento el canto de la zapata será h = 0,55 m

6.1.4.- Comprobación a cortante

Estudiaremos el valor del cortante en la sección crítica a cortante, figura 100.

Figura 100: Sección tipo de cimentación y fuerzas para el cálculo a cortante.



Fuente: Elaboración propia

El valor del cortante se obtendrá mediante las siguientes fórmulas.

$$V = t * V' * a$$

Del dibujo se deduce $V'=(a-a'/2)-d$ y sustituyendo:

$$V=N/a^2((a-a'/2)-d)*a \quad \text{mayorando:}$$

$$Vd=(1,6*N/a)[((a-a')/2)-d] \quad \text{sustituyendo valores:}$$

$$Vd=(1,6*360.87/1.75^2)((1.7-0.24/2)-d)$$

Determinaremos ahora un nuevo canto d , y lo compararemos con el obtenido por punzonamiento, lo los dos nos quedaremos con el más restrictivo

$$Vd=137.631 - 188.536d$$

El máximo cortante que resiste el hormigón es:

$$V_u = f_{cv} * a * d$$

$$V_u = 645.5 * 1.75 * d = 1129.63 d$$

$$V_u > V_d \quad \text{obtendremos: } 1129.63 d > 137.631 - 188.536d ;$$

$$d = 0.14 \text{ m}$$

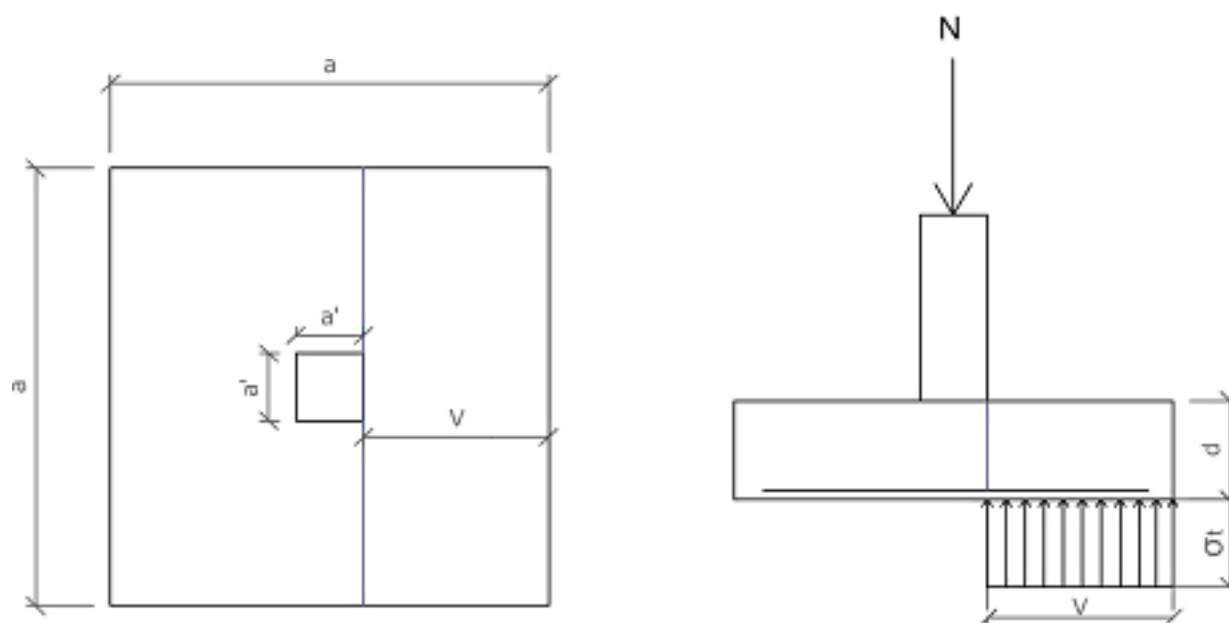
Nos queda una zapata cuyas dimensiones son:

$$\text{Planta: } 1.75 \times 1.75 \text{ (m)}$$

$$\text{Canto: } h=55 \text{ cm (determinado por las condiciones de punzonamiento)}$$

Vamos a calcular la armadura necesaria para resistir la flexión a que está sometida. Estudiamos la sección crítica que se encuentra a una distancia $e=0,15a'$ de la cara del pilar, pero, por comodidad y dado que los resultados apenas varían, estudiaremos la sección que pasa por la cara del pilar.

Figura 101: Sección tipo de cimentación para el cálculo de la armadura.



Fuente: Elaboración propia.

Se trata de una sección sometida a FLEXIÓN SIMPLE

El momento mayorado a que está sometido la sección será:

$$M^* = 1,6 \cdot t \cdot V \cdot a \cdot V/2 = 1,6 \cdot N/a^2 \cdot V^2/2 \cdot a$$

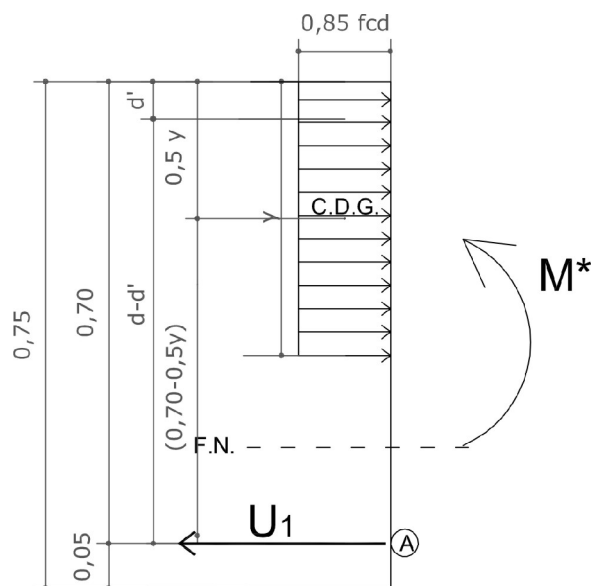
Del dibujo se deduce: $V = a - a'/2 = 1,75 - 0,24/2 = 0,755 \text{ m}$

Sustituyendo $M^* = 1,6 \cdot (360,87 / 1,75) \cdot (0,755^2/2) = 94,03 \text{ KNm}$

$M_{lim} = 0,32 \cdot f_{cd} \cdot a \cdot d^2 = 0,32 \cdot 16667 \cdot 1,75 \cdot 0,55^2 = 2823,39 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M^* < M_{lim}$ la profundidad del bloque de compresiones es menor que y_{lim} y la sección no necesita armadura de compresión para equilibrar el momento, figura 102.

Figura 102: Sección del bloque de compresiones.



Fuente: Elaboración propia.

Tomando momentos en A y haciendo el equilibrio de fuerzas horizontales deducimos a partir del dibujo la fórmula:

$$U_1 = 0,85 fcd * b * d * (1 - 1 - M^*/(0,425 * fcd * a * d^2))$$

Sustituyendo valores:

$$U_1 = 0,85 * 16667 * 1,75 * 0,55 * (1 - 1 - 94,03 / (0,425 * 16667 * 1,75 * 0,55^2))$$

$$U_1 = 172,0491 \text{ KN} \quad 5 \text{ } \varnothing 12$$

Dada la escasa cuantía de acero, comprobaremos la cuantía geométrica mínima según el art. 42.3.5 de la EHE, refiriéndonos a la sección total de Hormigón que será de: 3'3 ‰ para acero B400S

$$3'3 \text{ ‰ de } 55 \times 175 \text{ cm} = 31,76 \text{ cm}^2 \quad 11 \text{ } \varnothing 20$$

Como la zapata es cuadrada, en la otra dirección el momento es el mismo, por tanto habrá que colocar la misma armadura.

La sección queda con 11 \varnothing 20, en cada dirección.

La separación mínima entre armaduras cumple las especificaciones de la norma EHE.

6.2.- Predimensionado del muro de sótano

El tramo de muro ($L=1$ m) que predimensionamos es el que recibe a la línea de pilares P1 a P9, tomando como valor de

$$N_{\text{máx}} \text{ el del P6} = 1.604 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

Combinación de cargas: Etierras máx. + $N_{\text{máx}}$

En este caso el terreno va descendiendo de cota y dejando al muro descubierto, por lo que para realizar el cálculo consideramos que el terreno llega hasta la cabeza del muro.

No se consideran ni sobrecarga sobre el terreno próximo al muro, ni pesos del terreno, ni pavimentos sobre la zapata.

Los coeficientes de ponderación de sobrecargas son:

$$q_{\text{máx}} = 1.5 \quad q_{\text{máx}} = 1.44$$

$$g_{\text{mín}} = 1 \quad q_{\text{mín}} = 0$$

Datos del terreno:

$$f = 27^\circ$$

$$y = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$N_{\text{máx}} = 1.604 \cdot 10^4 \times 1.5 = 24.06 \text{ KN}$$

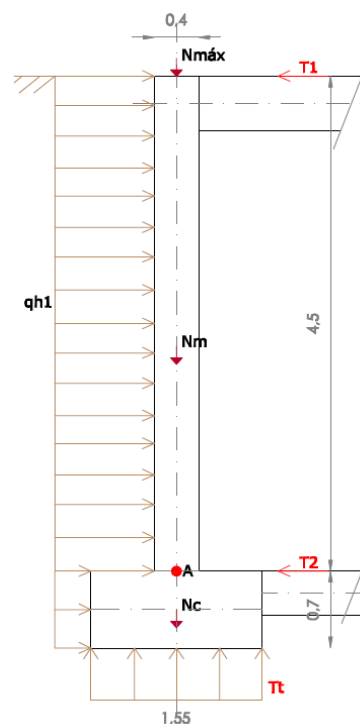
$$N_c = 25 \text{ KN/m}^3 \times 1.55 \times 1 \times 0.7 \times 1.5 = 40.68 \text{ KN}$$

$$q_{h1} = 0.67 \times k' \times (q + y \times H) =$$

$$0.67 \times (1 - \sin(30^\circ)) \times (0 + 17 \times 4.5) \times 1.44 = 36.9 \text{ KN/m}$$

$$N_m = 25 \text{ KN/m}^3 \times 0.4 \times 4.5 \times 1 \times 1.5 = 67.5 \text{ KN}$$

Figura 103: Sección del muro



Fuente: Elaboración propia

Mediante el equilibrio de fuerzas podemos conocer las sollicitaciones a las que está sometido

el muro:

$$F_v = 0; \quad T_t \times 1.55 = N_{\text{máx}} + N_m + N_c;$$

$$T_t \times 1.55 = 24.06 + 67.5 + 40.68;$$

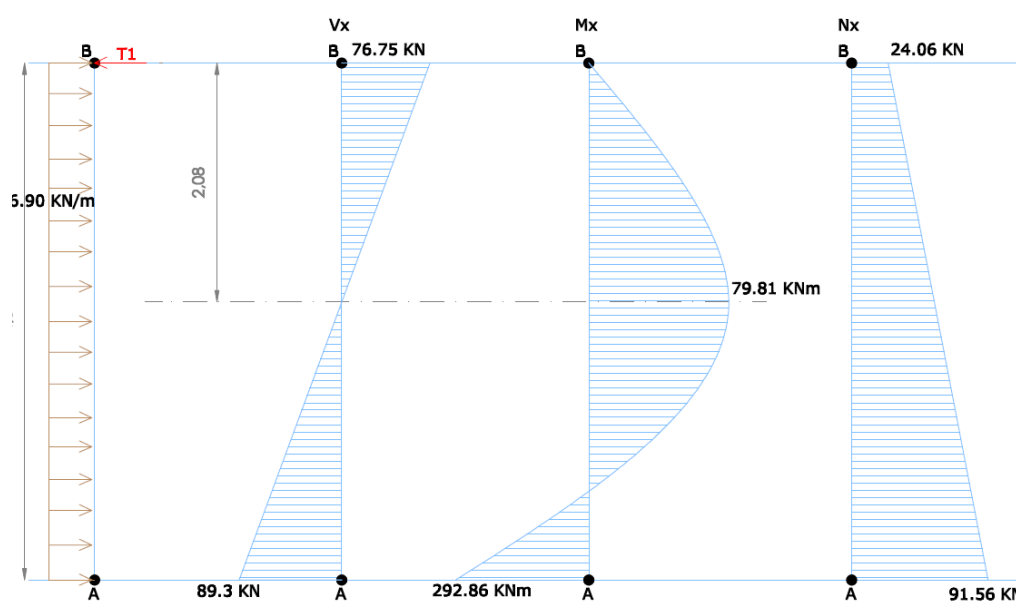
$$T_t = 85.31 \text{ KN/m}$$

$$M_A = 0; \quad 4.5 \times T_1 - qh_1 \times 5.2 \times (2.5-0.7) = 0;$$

$$T_1 = 76.75 \text{ KN}$$

Con estos datos ya puedo sacar los diagramas de solicitaciones, figura 104.

Figura 104: Diagramas de solicitaciones de la sección del muro.



Fuente: Elaboración propia.

Armado (+) (cara interior) = 8 \varnothing 20

Armado (-) (cara terreno) = 11 \varnothing 20

7.-BIBLIOGRAFÍA

ARGÜELLES ALVAREZ, R. et al. (1999). Estructuras de acero. Bellisco Ediciones Técnicas y Científicas. Madrid. España

AYUSO MUÑOZ, J. et al. (2005). Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones. Servicio de Publicaciones. Universidad de Córdoba. Córdoba. España.

Código Técnico de la Edificación (CTE). (2006). Secretaría de Estado de Viviendas y Actuaciones Urbanas. Ministerio de Fomento. Madrid. España.

Instrucción de Hormigón Estructural (EHE). (2008). Ministerio de la Presidencia. Madrid. España.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón estructural realizados con elementos prefabricados (EFHE). (2002). Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento. Madrid. España.

Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE02). (2007). Ministerio de Fomento. Madrid..España.

PEÑA FERNÁNDEZ, A. et al (1999). Construcciones Agroindustriales. Servicio de Publicaciones. Universidad de Almería. Almería. España.