

ESCUELA DE INGENIERIA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS E
INGENIERIA DE MINAS. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE CARTAGENA.



PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL

en el Polígono Industrial de
Olula del Río (Almería).

TITULACIÓN:

Graduado en
Ingeniería Civil.

ALUMNO:

Almudena Molina

García. DIRECTOR:

D. Gregorio Sánchez
Olivares.



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA
DE CARTAGENA



ET.S. de Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos y
de Ingeniería de Minas

Universidad Politécnica
de Cartagena

AGRADECIMIENTOS.

Tengo muy claro que no hubiese podido terminar el Grado ahora, si no hubiese contado con el apoyo, el cariño, la energía y el tiempo de muchas personas. Por eso quería incluir este apartado de agradecimientos, porque son tan importantes como mi esfuerzo.

Mis primeros pensamientos son para mi madre, el cimiento para la construcción de mi vida, aunque en este último empujón no la haya tenido a mi lado, siempre la tengo presente, sin ella no sería la mitad de lo que he llegado a ser. Gracias por dejarme el mejor regalo del mundo, mi constancia y mi lucha, sé que estás realmente orgullosa de mí.

A papá, nunca tendré suficientes páginas para agradecerte todo lo que haces por nosotros día tras día. Eres un héroe sin capa, nuestro héroe.

A los niños de mis ojos, Alejandro e Irene, mis hermanos, vuestros mensajes de apoyo, vuestra risa y vuestra vitalidad han contribuido en gran medida a que esta etapa haya finalizado de la mejor manera.

A mi abuela Adora, la mujer más fuerte que conozco, la que presume como nadie de que su nieta mayor sea ingeniera. Te adoro abuela. A mis tíos, Juan y M^a Carmen, y mis primas, M^a Carmen y Marta, las palabras amor y dedicación son las que os definen. Gracias por tantos ánimos.

Al resto de mi familia, que siempre me han hecho llegar su ilusión cargada de sonrisas.

A mis amigos y amigas de toda la vida y a los que se han ido uniendo después, pero en especial a M^a Carmen y Noelia, gracias por ser la compañía perfecta en cada uno de los escenarios de mi vida, no sería igual sin vosotras.

A Jon, por tantas mañanas, tardes y noches que le he robado con mis preocupaciones. Gracias por repetirme una y mil veces que yo podía. Gracias por confiar tanto en mí.

A Cristina, Vero y Elena, mis ingenieras, compañeras que pasan a ser personas imprescindibles en tu vida. Gracias por vuestras risas en los infinitos días de biblioteca, el estudio a vuestro lado ha sido mucho más llevadero.

A mis compañeros de clase, Pablo, Joaquín, Andrés, Lola y a todos los demás, gracias por acogerme desde el primer día y hacer la distancia con casa más llevadera.

Y cómo no, me siento agradecida por haber contado con el apoyo de mi tutor, D. Gregorio Sánchez, gracias por tus sugerencias y correcciones, por estar tan disponible y guiarme en este trabajo.

Finalmente me gustaría dar las gracias a todas aquellas personas que en un momento u otro me han dado un empujón. Un pedacito de esto es vuestro.

ÍNDICE.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1.
1. INTRODUCCIÓN.....	2.
1.1 Estructura industrial.....	2.
1.2 Objetivos y estructura del proyecto.....	3.
1.3 Normativa a considerar.....	5.
CAPÍTULO 2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.	7.
2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	8.
2.1 Emplazamiento.....	8.
2.2 Características de la parcela. Superficies.....	8.
2.3 Características de la nave.....	10.
2.4 Materiales.	14.
2.4.1 Acero estructural.	14.
2.4.2 Acero en barras.....	14.
2.4.3 Hormigón estructural.....	14.
2.4.4 Hormigón de limpieza.....	17.
3. ACCIONES.....	18.
3.1 Acciones permanentes.....	18.
3.2 Acciones variables.	20.
3.2.1 Sobrecarga de uso (Qk).....	20.
3.2.2 Viento (V).	21.
3.2.3 Acciones térmicas.	46.
3.2.4 Nieve.	47.
3.3 Acciones accidentales.	50.
3.3.1 Sismo.....	50.
3.3.2 Fuego.....	55.
3.3.3 Impacto.	56.

4.	COMBINACIÓN DE ACCIONES A CONSIDERAR.	58.
4.1	Resistencia y estabilidad.	58.
4.2	Aptitud al servicio.....	60.
4.3	Seguridad al vuelco.	61.
4.4	Agotamiento del terreno.	62.
CAPÍTULO 3. PÓRTICO INTERIOR.		63.
5.	PÓRTICO INTERIOR.	64.
5.1	Determinación de los esfuerzos.....	64.
5.2	Dimensionado de los pilares.	65.
5.2.1	ELS Deformación.	65.
5.2.2	ELU Resistencia.	67.
5.2.3	ELU Pandeo.	69.
5.3	Dimensionado de las vigas.	80.
5.3.1	ELS Deformación.	80.
5.3.2	ELU Resistencia.	83.
5.3.3	ELU Pandeo.	85.
5.4	Dimensionado de las placas de anclaje.....	91.
5.4.1	Predimensionado.....	92.
5.4.2	ELU de agotamiento del apoyo.....	92.
5.4.3	ELU de agotamiento de la placa a flexión.....	94.
5.4.4	ELU de agotamiento de los pernos a tracción.	98.
5.4.5	ELU de agotamiento de los pernos a cortante.	99.
5.4.6	ELU de anclaje de los pernos.	100.
5.5	Dimensionado de las cimentaciones.....	101.
5.5.1	ELU de equilibrio. Seguridad al vuelco.	102.
5.5.2	ELU de agotamiento del terreno.	104.
5.5.3	ELU de agotamiento de la cimentación.....	106.
5.5.4	ELU de anclaje de las armaduras.	108.
5.5.5	ELU cortante.	109.
5.5.6	ELU punzonamiento.....	110.

CAPÍTULO 4. PÓRTICO DE FACHADA..... 111.

6. Pórtico de fachada.....	112.
6.1 Dimensionado del pilar.	112.
6.1.1 ELS Deformación.	112.
6.1.2 ELU Resistencia.	114.
6.1.3 ELU Pandeo.	115.
6.2 Dimensionado de las vigas.	126.
6.2.1 ELS Deformación.	126.
6.2.2 ELU Resistencia.	127.
6.2.3 ELU Pandeo.	129.
6.3 Dimensionado de la placa de anclaje.....	134.
6.3.1 Predimensionado.	135.
6.3.2 ELU de agotamiento del apoyo.....	135.
6.3.3 ELU de agotamiento de la placa a flexión.....	138.
6.3.4 ELU de agotamiento de los pernos a tracción.	142.
6.3.5 ELU de agotamiento de los pernos a cortante.	142.
6.3.6 ELU de anclaje de los pernos.	144.
6.4 Dimensionado de las cimentaciones.....	145.
6.4.1 ELU de equilibrio. Seguridad al vuelco.	145.
6.4.2 ELU de agotamiento del terreno.	147.
6.4.3 ELU de agotamiento de la cimentación.	149.
6.4.4 ELU de anclaje de las armaduras.	152.
6.4.5 ELU cortante.	152.
6.4.6 ELU punzonamiento.....	153.

CAPÍTULO 5. SISTEMA DE CONTRAVIENTO. 155.

7. Dimensionado de la viga de contraviento.....	156.
7.1 Montantes.....	156.
7.1.1 ELS Deformación.	156.
7.1.2 ELU Resistencia.	157.

7.1.3	ELU Pandeo.	157.
7.2	Diagonales.	160.
7.2.1	ELS Deformación.	160.
7.2.2	ELU Resistencia.	161.
7.2.3	ELU Pandeo.	161.
8.	Dimensionado del arriostramiento de fachada lateral.	167.
8.1	Montante.....	167.
8.2	Diagonal.....	168.
8.2.1	ELS Deformación.	168.
8.2.2	ELU Pandeo.	168.
8.2.3	ELU Resistencia.	169.
9.	Dimensionado de la viga perimetral.	171.
9.1	ELS Deformación.	171.
9.2	ELU Resistencia.....	171.
9.3	ELU Pandeo.	172.
	Referencias bibliográficas	176.
	Anexo I. Normativa urbanística y localización de la nave.....	177.
	Anexo II. Listado de tablas y listado de figuras.....	183.
	Anexo III. Planos.....	191.

ESCUELA DE INGENIERIA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS E
INGENIERIA DE MINAS. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE CARTAGENA.



1. Introducción y objetivos.



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA
DE CARTAGENA



E.T.S. de Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos y
de Ingeniería de Minas
Universidad Politécnica
de Cartagena



1. INTRODUCCIÓN.

1.1 ESTRUCTURA INDUSTRIAL.

Una estructura es un conjunto de partes unidas entre sí que forman un cuerpo destinadas a soportar los efectos de las fuerzas que actúan sobre el cuerpo.

Las estructuras metálicas son las que la mayor parte de los elementos o partes que la forman son de metal, normalmente de acero. Las estructuras metálicas se utilizan por norma general en el sector industrial porque tienen excelentes características para la construcción.

Para que una estructura funcione bien tiene que ser estable, resistente y rígida.

El empleo de acero en las estructuras industriales tiene una serie de ventajas sobre otros materiales. Algunas de estas ventajas son:

- Construcciones a realizar en tiempos reducidos de ejecución.
- Construcciones en zonas muy congestionadas como centros urbanos o industriales en los que se prevean accesos y acopios dificultosos.
- Edificios con probabilidad de crecimiento y cambios de función o de cargas.
- Edificios en terrenos deficientes donde son previsibles asentamientos diferenciales apreciables.
- Construcciones donde existen grandes espacios libres.

No está recomendado el uso de estructuras metálicas en los siguientes casos:

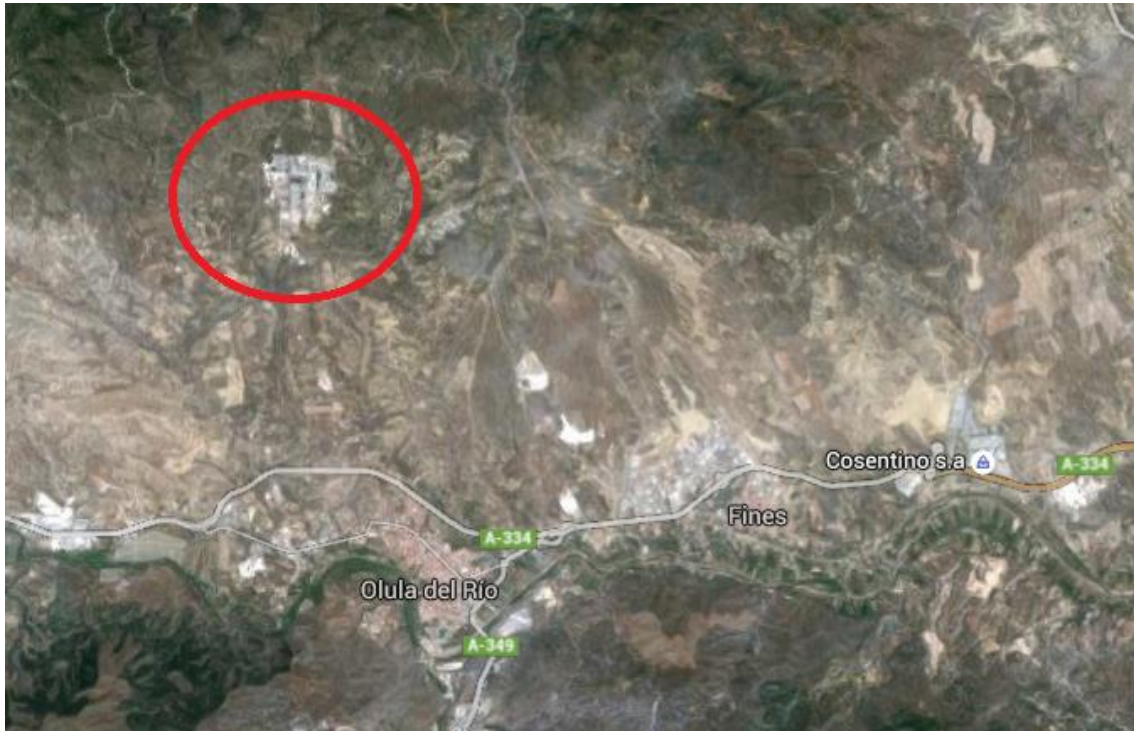
- Edificaciones con grandes acciones dinámicas.
- Edificios ubicados en zonas de atmósfera agresiva o centros industriales donde no resulte favorable su construcción.
- Edificios donde existe gran preponderancia de la carga del fuego.



1.2. OBJETIVOS Y ESTRUCTURA DEL PROYECTO.

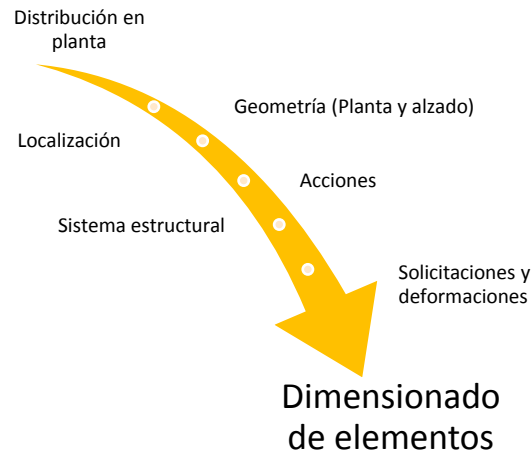
En el ámbito de la ingeniería, el cálculo de edificaciones que puedan albergar distintos usos, es una de las competencias para las que cualquier técnico debe estar preparado.

El objeto del presente trabajo es el diseñar y calcular la estructura de una nave metálica, en una parcela ubicada en el polígono industrial de Olula del Río (Almería).



Una vez obtenida la distribución en planta del proceso productivo y de los medios auxiliares de producción bien sea manualmente o con la ayuda de metodologías que ayuden a sistematizar todo el proceso, se requiere realizar el proyecto de la planta industrial para materializar las instalaciones de la nueva industria (fase de instalación).

Proyecto estructural de edificio industrial
en el Polígono industrial de Olula del Río.



Una parte fundamental del citado proyecto de planta industrial es el cálculo estructural, en el que se deben cumplir las siguientes fases:

- i. La geometría de la planta industrial: definiendo las dimensiones en planta y en altura del edificio, que sean suficientes para albergar el uso al que se van a destinar y que cumplan con los requerimientos urbanísticos de la parcela en la que se va a implantar.
- ii. El sistema estructural: una vez conocidos los requerimientos del proceso y la geometría de la planta a ejecutar se debe decidir el sistema estructural a emplear, que influirá en las acciones a considerar y en el propio cálculo estructural.
- iii. Las acciones: con el edificio completamente definido (tanto geométricamente, como con su sistema estructural), así como su localización, se deben determinar todas las acciones que sobre él puedan actuar en todas las situaciones de proyecto que se puedan dar a lo largo de su vida útil.
- iv. Las sollicitaciones, deformaciones...: la primera fase del cálculo estructural requiere obtener los esfuerzos y las deformaciones que sufren cada uno de los elementos estructurales a dimensionar. Esto se puede realizar mediante el empleo de programas de cálculo o bien mediante el empleo de expresiones de prontuario, siempre que el sistema estructural definido lo permita.
- v. El dimensionado: con los esfuerzos y deformaciones obtenidos, se deben realizar el dimensionado de cada uno de los elementos que lo componen el sistema estructural, determinando los perfiles comerciales necesarios o bien las dimensiones y composición del elemento.



En este trabajo se aborda el proyecto de cálculo estructural de un edificio industrial sencillo, partiendo tanto de las condiciones geométricas impuestas por la distribución en planta, se decidirá el sistema estructural a emplear, se determinarán las acciones actuantes sobre el mismo, se obtendrán los esfuerzos y deformaciones de la estructura, mediante un programa de cálculo, y finalmente, con dichos esfuerzos y deformaciones obtenidos, se realizará el dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura.

En dicho proyecto, no se considera objeto de estudio y cálculo las distintas instalaciones, como la eléctrica y la de saneamiento. Tampoco nos ocupará el tema de los acabados interiores y la colocación de puertas, ventanas, salidas de emergencia, etc.

1.3. NORMATIVA A CONSIDERAR.

A lo largo del proyecto de cálculo estructural, se han utilizado las diferentes normas y reglamentos vigentes en España para el cálculo estructural.

En lo relativo a aspectos generales de Seguridad Estructural, tanto para estructuras de acero como de hormigón, la normativa vigente es:

- CTE DB SE: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural.

En el ámbito del cálculo de Acciones en el edificio:

- CTE DB SE-AE: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación.
- EC1: Eurocódigo 1. Acciones.

La acción accidental Sísmica:

- NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación.

En el cálculo de Estructuras de Acero:

- CTE DB SE-A: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural. Acero.
- EAE: Instrucción de Estructuras de Acero en la Edificación.

Proyecto estructural de edificio industrial
en el Polígono industrial de Olula del Río.



También se harán algunas referencias a la normativa europea de esta materia:

- EC3: Eurocódigo 3. Estructuras de Acero.

En el cálculo de placas de anclaje y cimentaciones, se requerirá acudir a la normativa vigente en el campo de las Estructuras de Hormigón:

- EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural.
- CTE DB SE-C: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Cimientos.

Las referencias a normativa son constantes a lo largo del proyecto.



2. Definición del problema.



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA
DE CARTAGENA



E.T.S. de Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos y
de Ingeniería de Minas
Universidad Politécnica
de Cartagena



2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.

2.1. EMPLAZAMIENTO.

Se parte del encargo de realizar el proyecto de cálculo estructural de un edificio industrial para un uso indeterminado en un área industrial del polígono industrial de la localidad de Olula del Río.

La parcela elegida, tras conseguir los planos y las ordenanzas municipales del ayuntamiento, ha sido la número 20.

El terreno de la parcela elegida para la construcción de la nave, ha sido previamente acondicionado por lo tanto no presentará ningún problema.

2.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PARCELA. SUPERFICIE.

Concretando en la parcela número 20 con unas dimensiones de 60x40 m y fijándonos en la ordenanza reguladora de las parcelas del Ayuntamiento de Olula del Río, adjunta en el Anexo I:

Tabla 2.2.1 Valores ordenanzas urbanísticas (a).

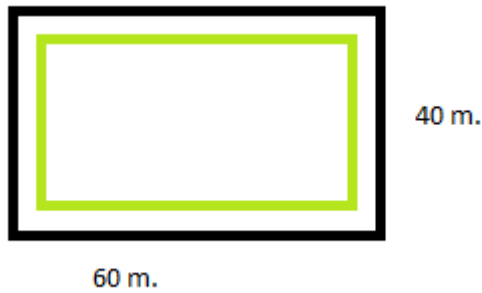
	MAX/MIN	Establecidos.
Altura edificación	12 m	7 m.
Ocupación máxima	70 %	56 %
Edificabilidad	0.73 m ² /m ³	
Retranqueos	5 m.	10 m
Aparcamientos	1 pl. aparc/200 m ²	12 plazas aparcamiento

Proyecto estructural de edificio industrial
en el Polígono industrial de Olula del Río.



Parcela 20.

Retranqueos:



Superficie parcela: $60 \times 40 = 2400$ m

Superficie nave: $40 \times 30 = 1200$ m

- Aparcamientos:

$$\frac{sup}{200} = \frac{2400}{200} = 12 \text{ aparcamientos.}$$

$$\frac{m2 \text{ nave}}{m2 \text{ parcela}} = \frac{1200}{2400} = 0.5$$

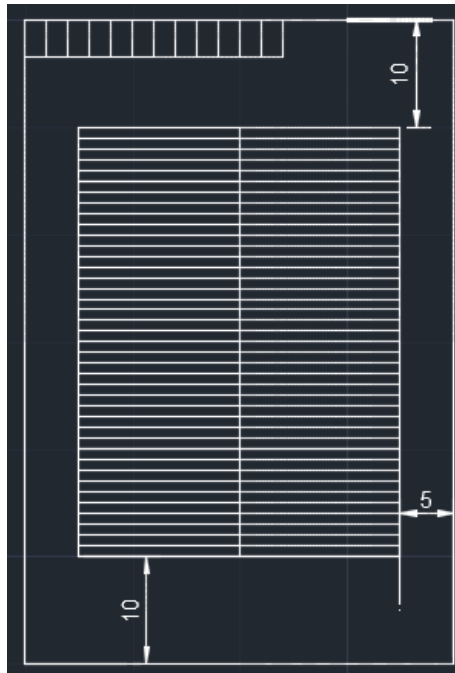


Figura 2.2.1 Planta de la estructura a calcular.

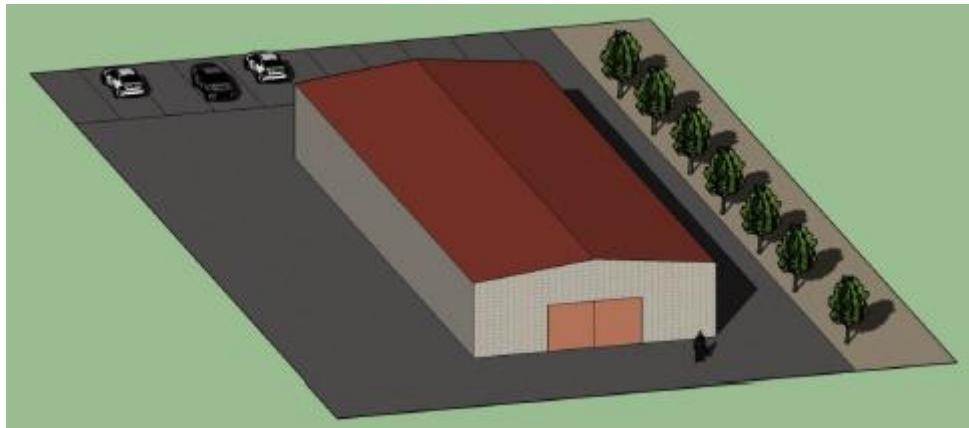


Figura 2.2.2 Modelo nave industrial.

2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA NAVE.

Las características de la nave establecidas basándonos en las Ordenanzas Regulatoras del Ayuntamiento de Olula del Río son:

Tabla 2.3.1 Valores ordenanzas urbanísticas (b).

Superficie industrial	1350 m ²
Longitud	40 m.
Luz	30 m.
Retranqueo frontal	10 m.
Retranqueo trasero	10 m.
Retranqueo lateral	5m.
Altura max.	7 + 1.4 = 8.4 m.

Dado que la luz de la nave son 30 metros y que en la cubierta no se va a desarrollar ninguna actividad y no se requiere instalar equipos de climatización o similar, se opta por emplear un sistema estructural basado en pórticos a dos aguas con separación entre pórticos de 5 m, tal y como hemos podido encontrar en la **publicación “El arte de proyectar en Arquitectura. Neufert”** en el apartado de **Edificios industriales. Construcción de naves.**



La inclinación de las cubiertas, según la Norma Tecnológica de la Edificación de cubiertas de Aleaciones Ligeras que indica que debe estar entre 5-30 °, se fija en el 15 % (9°), para facilitar la evacuación de aguas de lluvia, siendo por tanto el esquema del pórtico interior que se muestra en la figura:

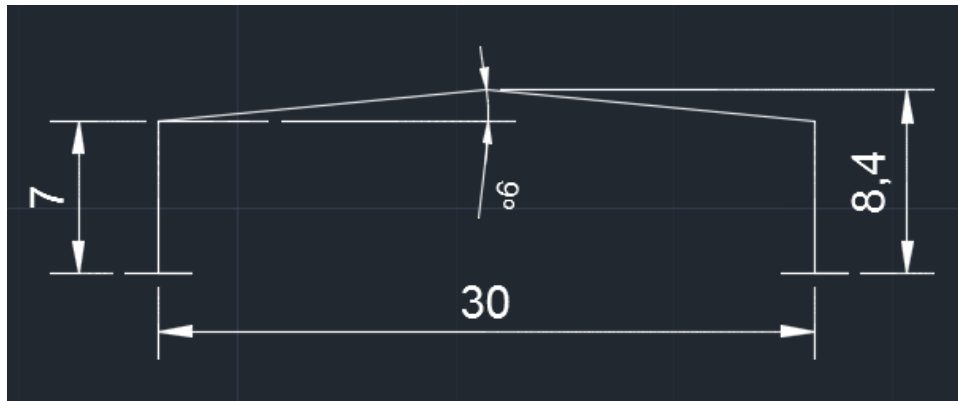


Figura 2.3.1 Esquema pórtico interior.

Los pórticos interiores se unen mediante una viga perimetral de atado, que será arriostrada en los primeros vanos, para conseguir atar las cabezas de los pilares, evitando la traslacionalidad de los mismos en el plano de fachada lateral.

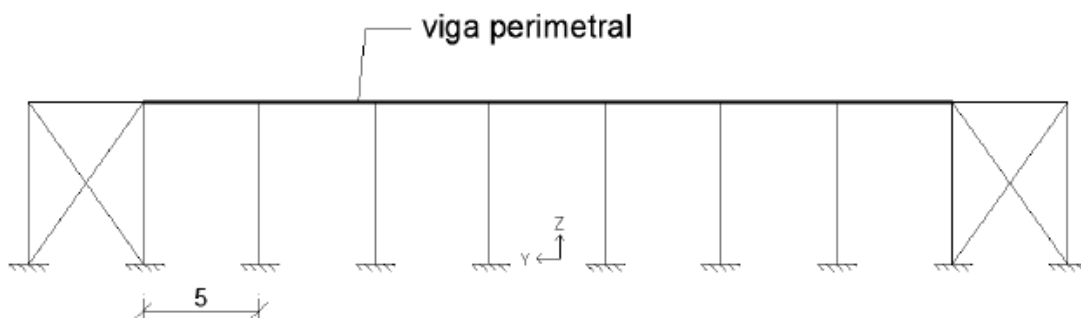


Figura 2.3.2 Esquema del arriostramiento.



El esquema estructural planteado es el mostrado en la siguiente figura restando por definir la configuración del pórtico de fachada.

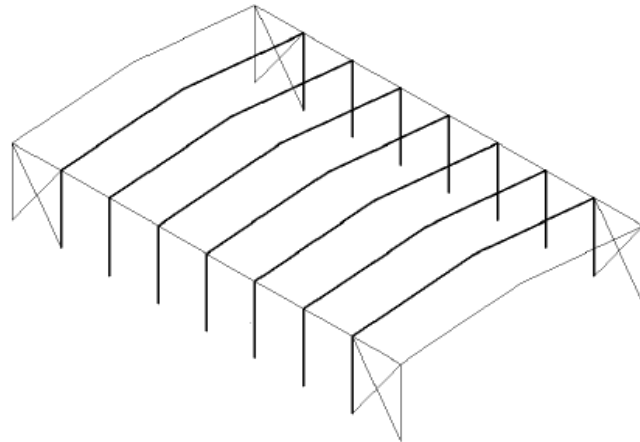


Figura 2.3.3 Esquema estructural de los pórticos interiores.

Las fachadas frontales del edificio se plantean de forma que puedan absorber las acciones de viento frontal que se van a aplicar sobre las mismas.

Para ello se opta por disponer de 3 pilares intermedios en los pórticos de fachada (separados 7.5 m) empotrados en la base y apoyados en la cabeza.

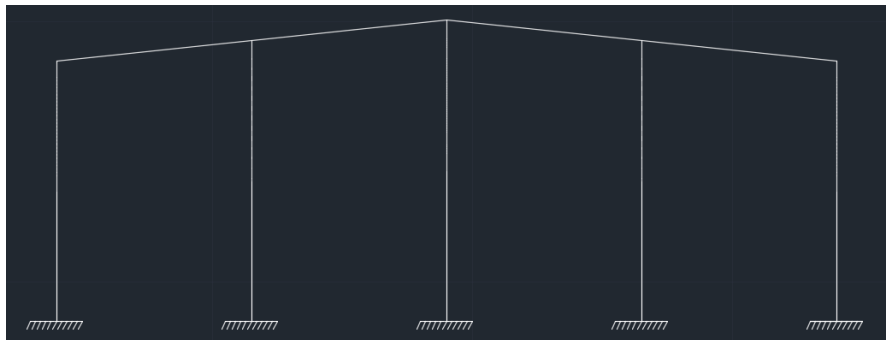


Figura 2.3.4 Esquema pórticos de fachada.

Para garantizar el apoyo de los pilares del pórtico de fachada en la cabeza se dispone de una viga contraviento tipo Warren, que cumpla esta función.



Quedando el esquema estructural de la nave tal y como se muestra en la siguiente figura:

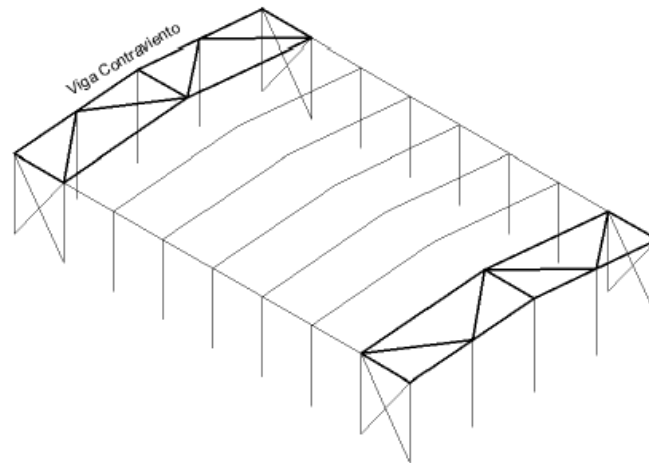


Figura 2.3.5 Esquema estructural completo.

Para facilitar la localización de los elementos de la estructura, utilizaremos una codificación de los mismos basada en una rejilla que recoge todos los puntos singulares de la estructura, y que se muestra en la siguiente figura. Los pilares se nombran de A a E y los pórticos se enumeran de 1 a 9.

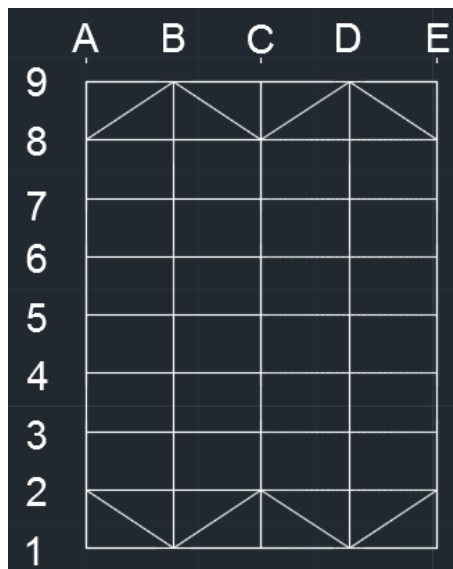


Figura 2.3.6 Rejilla de identificación de nudos.



2.4 MATERIALES.

2.4.1. Acero estructural.

Como **acero estructural** para los elementos laminados en caliente, utilizados en vigas y pilares, se utilizará el S275JR, que tiene una resistencia característica $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ y una resistencia de cálculo, tras aplicarle el coeficiente de seguridad γ_M establecido en el CTE DB SE-A 2.3.3 de:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{275}{1.05} = 261.9 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2.$$

2.4.2. Acero en barras.

El **acero en barra** que colocaremos en las cimentaciones de hormigón armado será B500SD, que es el que se puede encontrar comúnmente en el mercado y que tiene una resistencia característica $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ y una resistencia de cálculo, tras aplicarle el coeficiente de seguridad γ_M establecido en la EHE-08 de:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 200000 \text{ N/mm}^2.$$

2.4.3. Hormigón estructural.

Como material para las cimentaciones se empleará **hormigón armado**, que debe ser compatible con las acciones químicas a las que se verá sometido, esto se cumple mediante la consideración del ambiente en el que se va a colocar el hormigón en la selección de hormigón a utilizar.

En la página del Ministerio de Fomento nos indica que para la localidad de Olula del Río, la consideración del ambiente para la clase general es IIb.

MUNICIPIO : OLULA DEL RÍO ; CLASE : IIB .



La resistencia mínima del hormigón será de 30 N/mm², resistencia mínima para un hormigón de clase de exposición Qa, de acuerdo con lo establecido en la tabla 37.3.2.b de la EHE-08.

Al ser un hormigón destinado a la edificación, la consistencia que se exige es blanda, y al ser más concretamente cimentaciones, el tamaño máximo del árido puede alcanzar el valor de 40 mm, aunque para garantizar una buena trabajabilidad del hormigón se empleará árido máximo de 20 mm. Por lo cual la designación del hormigón a emplear será:

HA-30/B/20/IIb+Qa

La resistencia de cálculo del hormigón en una situación persistente o transitoria será, aplicando el coeficiente parcial de seguridad γ_c establecido en la EHE-08.15.3:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 30/1.5 = 20 \text{ N/mm}^2.$$

Falta determinar los recubrimientos del hormigón en cada una de las direcciones de la cimentación. Los recubrimientos nominales dependen del ambiente, la vida útil del proyecto, el tipo de cemento y la resistencia del hormigón.

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t_p), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Figura 2.4.1 Recubrimientos mínimos del hormigón para clase general IIb.

(Según tabla 37.2.4.1.a de la EHE-08)



Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _p), (años)	
			50	100
H	CEM III	25 ≤ f _{ck} < 40	25	50
		f _{ck} ≥ 40	15	25
	Otros tipos de cemento	25 ≤ f _{ck} < 40	20	35
		f _{ck} ≥ 40	10	20
F	CEM I /A-D	25 ≤ f _{ck} < 40	25	50
		f _{ck} ≥ 40	15	35
	CEM III	25 ≤ f _{ck} < 40	40	75
		f _{ck} ≥ 40	20	40
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	25 ≤ f _{ck} < 40	20	40
		f _{ck} ≥ 40	10	20
E ⁽¹⁾	Cualquiera	25 ≤ f _{ck} < 40	40	80
		f _{ck} ≥ 40	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	—	40	55
	Resto de cementos utilizables	—	*	*
Qb, Qc	Cualquiera	—	(2)	(2)

Figura 2.4.2 Recubrimientos mínimos del hormigón para clase específica Qa.

(Según tabla 37.2.4.1.c de la EHE-08)

Se selecciona el mayor recubrimiento mínimo, que en este caso es de 40 mm, a los que habrá que añadir el margen del recubrimiento Δr, que fija la EHE-08 en:

En función al tipo de elemento y el nivel de control, se selecciona un incremento del recubrimiento de 10 mm, al no considerarse un nivel de control intenso.

Por tanto, el recubrimiento nominal inferior a considerar será:

$$r_{inf,nom} = r_{min} + \Delta r = 40 + 10 = 50 \text{ mm.}$$

En los laterales de las zapatas, sin embargo, el recubrimiento mínimo a considerar será superior, de 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza.

$$r_{lat,nom} = r_{min} + \Delta r = 70 + 10 = 80 \text{ mm.}$$



2.4.4. Hormigón de limpieza.

En todas las cimentaciones se deberá colocar previamente una solera de asiento (capa de hormigón de limpieza) según lo establecido en el CTE DB SE-C. El espesor mínimo de la solera de asiento será de 10 cm.

El hormigón a emplear en esta solera se caracteriza como un hormigón de limpieza (HL), que es un hormigón que tiene como fin evitar la desecación del hormigón estructural durante su vertido así como una posible contaminación de éste durante las primeras horas de su hormigonado.

En la identificación de este tipo de hormigón se hace referencia expresa al contenido mínimo de cemento, quedando un único hormigón para este uso, con la siguiente tipificación:

HL-150/B/20

Como se indica en la identificación, la dosificación mínima de cemento será de 150 kg/m, la consistencia blanda, recomendándose que el tamaño máximo del árido sea inferior a 20 mm, al objeto de facilitar la trabajabilidad de estos hormigones.



3. ACCIONES.

En este apartado se determinan todas las acciones que han de considerarse en el cálculo de la nave industrial.

3.1 ACCIONES PERMANENTES.

Se considerarán como acciones permanentes aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición y magnitud constante. En este caso son todas las relativas al peso propio del edificio, y que deban ser soportadas por la estructura metálica. Todos estos valores que se comentarán en adelante son valores característicos, debiendo, posteriormente, ser amplificados por el correspondiente coeficiente de mayoración.

Peso propio de la estructura.

En este apartado se incluyen todos los elementos de la estructura que son objeto de cálculo, por tanto sus dimensiones no se pueden conocer antes de realizar el cálculo. Los elementos estructurales considerados en este apartado son: pilares, vigas, cerramientos, vigas contraviento, vigas perimetrales y arriostramientos.

Se considerará un valor característico de predimensionado igual a la luz del pórtico dividido por 100KN/m², es decir:

$$G_{k.PP} = \frac{30}{100} = 0.3 \text{ KN/m.}$$

Cerramientos.

Se diferencia entre cerramientos de cubierta y los cerramientos laterales de la nave. En este caso el cerramiento lateral de la nave se realiza mediante paneles prefabricados de hormigón apoyados horizontalmente sobre el suelo, por tanto no afectan al cálculo estructural, pues su peso recae directamente sobre las vigas de atado de las cimentaciones.

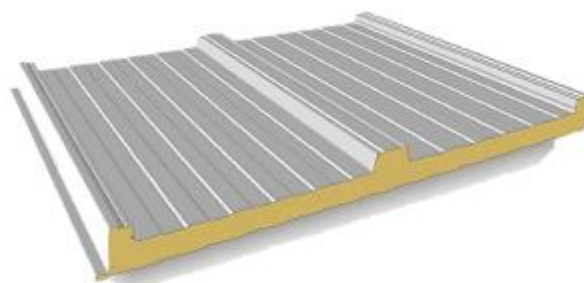


Figura 3.1.1 Panel sándwich de cubierta.



El cerramiento de cubierta lo vamos a ejecutar en panel sándwich de 80 mm de espesor. Tiene un peso de 0.11 KN/m^2 , que se redondeará a 0.15 KN/m^2 , para estar del lado de la seguridad.

Así, las acciones permanentes totales serán:

$$G_k = 0.3 + 0.15 = 0.45 \text{ KN/m.}$$

Se considera que estas acciones actúan en la cubierta, estas acciones aplicadas sobre los pórticos interiores y de fachada se obtienen multiplicando el valor de la carga superficial por la crujía y por la mitad de la crujía respectivamente.

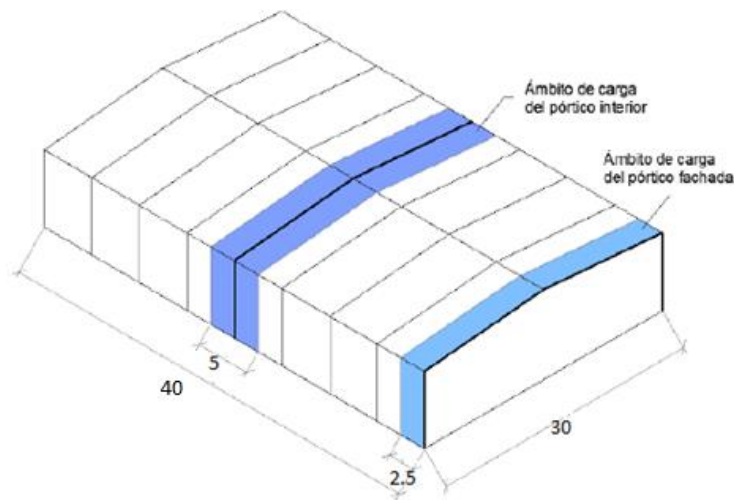


Figura 3.1.2 Distribución de cargas entre pórticos de la estructura.

Las cargas permanentes en los pórticos interiores y de fachada serán las siguientes:

$$g_{k,pint} = G_k * s = 0.45 * 5 = 2.25 \text{ KN/m.}$$

$$g_{k,pfach} = G_k * \frac{s}{2} = 0.45 * \frac{5}{2} = 1.125 \text{ KN/m.}$$

Representando las acciones permanentes en los pórticos interiores y de fachada:

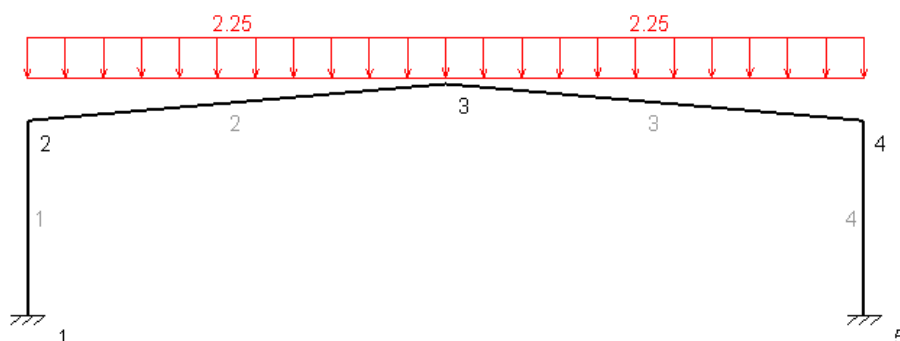


Figura 3.1.3 Acciones permanentes sobre pórticos interiores.

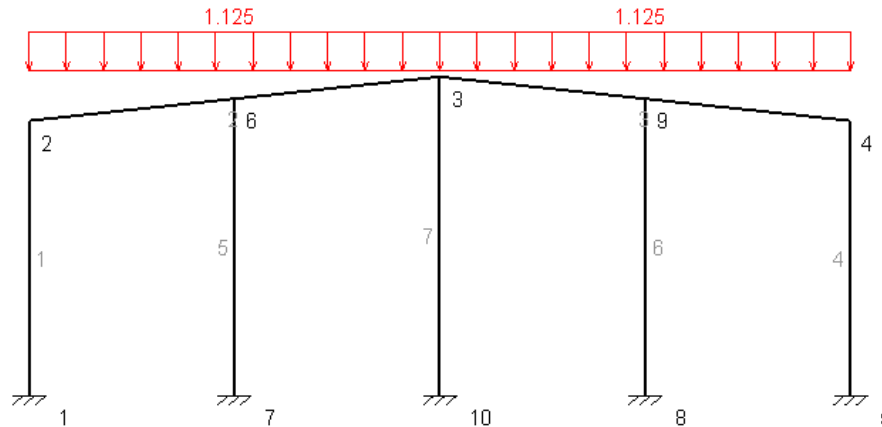


Figura 3.1.4 Acciones permanentes sobre pórticos de fachada.

3.2 ACCIONES VARIABLES.

Son aquellas acciones que pueden actuar o no sobre el edificio, y se pueden dividir en sobrecargas de uso y acciones climáticas.

3.2.1 Sobrecargas de uso. (Q_k).

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso, en general, los efectos de esta sobrecarga pueden simularse por la aplicación de una carga uniformemente distribuida (Q_k).

En este caso es necesario conocer cuál es el valor de la sobrecarga de uso que aparecerá en la cubierta, puesto que la del resto del edificio recaerá directamente sobre la solera del mismo.

Tal y como se comentó, la cubierta proyectada está formada por un panel sándwich apoyado sobre correas, y solo va a ser accesible para mantenimiento por tanto la categoría de uso es G1.2 (Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado)). Según el CTE DB SE-AE, la carga uniforme será de 0.4 kN/m.

La sobrecarga de uso en esta subcategoría no se considerará concomitante con el resto de las acciones variables, por lo que a la hora de establecer las combinaciones de carga no aparecerá al mismo tiempo que la nieve o el viento.

Aplicando las acciones sobre los pórticos de la estructura:

$$g_{k,pint} = Q_k * s = 0.4 * 5 = 2 \text{ kN/m.}$$

$$g_{k,pfach} = Q_k * \frac{s}{2} = 0.4 * \frac{5}{2} = 1 \text{ kN/m.}$$

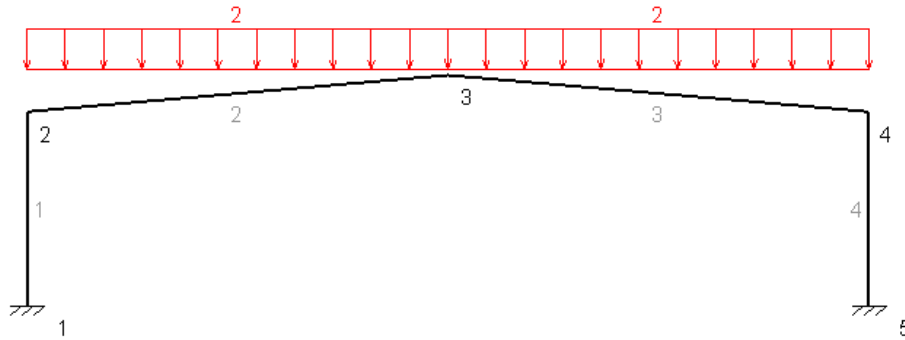


Figura 3.2.1 Sobrecarga de uso sobre pórticos interiores.

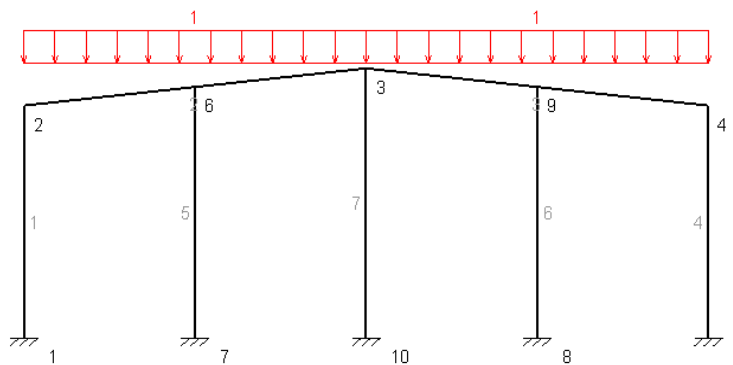


Figura 3.2.2 Sobrecarga de uso sobre pórticos de fachada.

3.2.2 Viento (V).

El cálculo de la acción del viento se realiza de acuerdo con lo establecido en el CTE DB SE-AE.3.3, que dice: “La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento”.

La acción del viento es, en general, una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o una presión estática, q_e , que se puede expresar como:

$$q_e = q_b * c_e(z) * c_p$$



Presión dinámica (q_b)

El valor básico de la presión dinámica puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Siendo δ la densidad del aire (1.25 kg/m³) y v_b el valor básico de la velocidad del viento, que depende de la zona eólica donde se ubique el edificio (se obtiene de la figura D.1 del CTE DE SE-AE).



Figura 3.2.3 Figura D.1 del CTE DB SE-AE.

El edificio se situará en el término municipal de Olula del Río, en la provincia de Almería por lo tanto en la zona eólica A. Siendo v_b (A) = 26 m/s y la presión dinámica:

$$q_b = 0.5 \cdot 1.25 \cdot 26^2 = 422.5 \text{ kgm/s}^2 = 0.4225 \text{ KN/m}^2$$

Coefficiente de exposición (c_e).

Depende de la cota z y tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se determina mediante la expresión:

$$c_e(z) = F(z) \cdot (F(z) + 7k)$$



Se adopta como z , la altura de coronación del edificio, que es la que dará el mayor valor del coeficiente de exposición, quedando por tanto del lado de la seguridad.

De la tabla D.2 del CTE DB SE-AE se obtienen los valores de k , L y Z . Determinando los valores del coeficiente de rugosidad F y posteriormente del coeficiente de exposición.

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Figura 3.2.4 Tabla D.2 del CTE DB SE-AE.0

Tomaré como z (para todo el edificio), la altura de coronación de la nave, que es la que dará el mayor valor del coeficiente de exposición.

Tomando el grado de aspereza IV, correspondiente a la zona industrial, obtenemos los siguientes valores:

$$F(g,z) = k(g) * \ln\left(\frac{\max(z, Z(g))}{L(g)}\right)$$

$$F(IV, 8.4) = 0.22 * \ln\left(\frac{\max(8.4, 5)}{0.3}\right) = 0.733$$

$$c_e(z) = F(z) * (F(z) + 7k) = 0.733 * (0.733 + 7*0.22) = 1.66$$

La acción de viento exterior antes de aplicar los coeficientes de viento será:

$$q_e = 0.4225 * 1.66 * c_{pe} = 0.7014 * c_{pe} \text{ KN/m}^2.$$

Coeficiente de presión exterior c_{pe} :

En naves y construcciones diáfanos, sin forjados que conecten las fachadas, la acción de viento debe individualizarse en cada elemento de superficie exterior.



A efectos de cálculo de la estructura, del lado de la seguridad se podrá utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.3 del CTE DB SE-AE, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento.

Los coeficientes eólicos exteriores se determinan mediante la expresión:

$$C_{pe} = C_p (h/d, \alpha, A, f, Zona)$$

Por tanto depende de la dirección relativa del viento (h/d), de la forma del edificio y posición del elemento ($f, \alpha, Zona$) y del área influenciada del elemento (A).

En el ámbito de este tipo de estructuras, el área de influencia es siempre mayor de 10 m, pues cualquiera de los elementos que se van a calcular supera esta área tributaria de carga. El resto de variables, hacen necesario realizar un estudio por separado de las dos direcciones de actuación del viento sobre la nave, y además afectará de distinta forma a cada uno de los pórticos de la estructura, por tanto la explosión de casos que aparecen es numerosa.

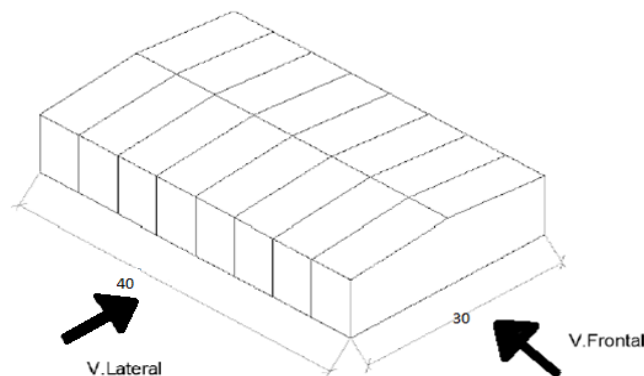


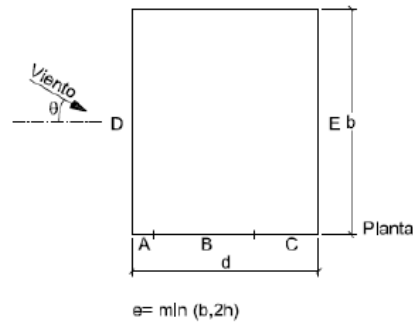
Figura 3.2.5 Viento lateral y viento frontal.

3.2.2.1 Viento lateral.

Paramentos verticales.

En primer lugar se determinan los valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales, mediante el uso de la tabla D.1 del CTE DB SE-AE, en la fila de áreas de influencia $A \geq 10 \text{ m}^2$.

La esbeltez de la nave en el caso del viento lateral será $h/d = 8.4/25 = 0.336$.



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3

Figura 3.2.6 Cálculo de coeficientes eólicos en paramentos verticales.

Interpolando para la esbeltez del edificio, se obtienen los coeficientes eólicos de viento lateral sobre todas las superficies verticales. Multiplicando los c_{pe} obtenidos por el valor de la presión dinámica y coeficiente de exposición (0.7014) se obtienen las cargas superficiales de viento.

Tabla 3.2.1 Coeficientes eólicos y carga de viento lateral.

	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
Q_{VL} (KN/m ²)	-0.8417	-0.561	-0.351	0.491	-0.211
	Fachadas frontales			Fachadas laterales	

El signo positivo indica que la fuerza va de fuera a adentro de la nave y el signo negativo lo contrario.

La profundidad de las zonas A, B y C en las fachadas frontales depende de e (viento lateral):

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(40, 16.8) = 16.8 \text{ m.}$$



Y las profundidades de cada uno de los tramos:

$$x(A) = \frac{e}{10} = 1.68 \text{ m.}$$

$$x(B) = e - \frac{e}{10} = 15.12 \text{ m.}$$

$$x(C) = d - e = 30 - 16.8 = 13.2 \text{ m.}$$

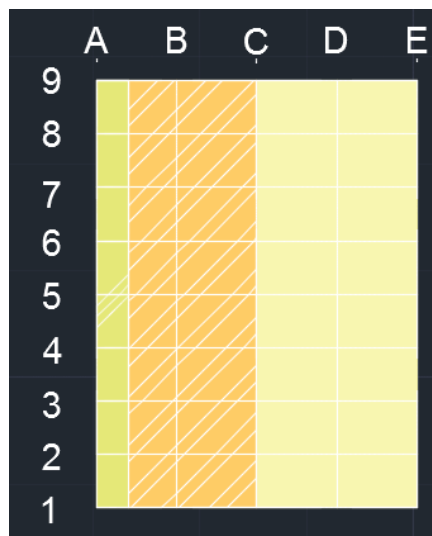


Figura 3.2.7 Esquema de cargas de viento lateral según zonas.

Si se aplica la carga resultante en cada zona de las fachadas sobre los correspondientes pórticos (Q_{VL} * superficie que afecta a cada pórtico) se obtienen las cargas sobre los diferentes pilares de la estructura, que se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 3.2.2 Cargas de viento lateral en pilares (KN/m).

Pilar	Plano XZ	Plano YZ
	(Plano Pórtico)	(Plano \perp Pórtico)
1A y 9A	$0.491 * 2.5 = 1.228$	$-0.8417 * 2.004 - 0.561 * 1.746 = -2.67$
2A – 8A	2.455	-
2E – 9E	1.055	-
1E y 9E	0.528	$-0.351 * 3.75 = -1.316$
1B y 9B	-	$-0.561 * 7.5 = -4.208$
1C y 9C	-	-4.04
1D y 9D	-	$-0.351 * 7.5 = -2.632$



Superficie de cubierta.

Se procede al cálculo de las cargas de viento sobre las jácenas de la nave industrial, para ello se deben conocer los coeficientes eólicos de presión en cada uno de las zonas de la cubierta, para una cubierta de 9° de inclinación.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
		0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0

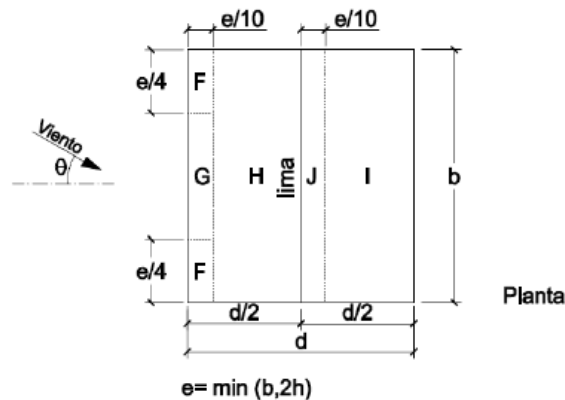


Figura 3.2.8 Coeficientes eólicos de viento lateral en cubierta.

En el caso de cubierta, el coeficiente eólico es independiente de la esbeltez, aunque depende del ángulo de inclinación de la cubierta, apareciendo dos modos de actuación, de presión y de succión, que generan dos casos diferentes de viento lateral:

Tabla 3.2.3 Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral en cubierta (9°).

	F	G	H	I	J
$c_{pe} (S)$	-1.38	-1.04	-0.48	-0.04	-0.28
$Q_{VL} (KN/m^2)$	-0.968	-0.729	-0.337	-0.028	-0.196
$c_{pe} (P)$	0.08	0.08	0.08	-0.36	-0.36
$Q_{VL} (KN/m^2)$	0.056	0.056	0.056	-0.253	-0.253



El parámetro e para delimitar las zonas de la cubierta vale, en el caso del viento lateral:

$$e = \min (b, 2 \cdot h) = \min (45, 16.8) = 16.8 \text{ m.}$$

Y las profundidades de cada uno de los tramos:

$$x(J) = \frac{e}{10} = 1.68 \text{ m.}$$

$$x(H) = \frac{d}{2} - \frac{e}{10} = 15 - 1.68 = 13.32 \text{ m.}$$

$$x(F) = \frac{e}{4} = 4.2 \text{ m.}$$

$$x(G) = b - \frac{e}{2} = 36.6 \text{ m.}$$

Haciendo un esquema con los valores obtenidos, y la posición de los pórticos interiores se observa que cada uno de los pórticos y barras tendrán valores de cargas distintos, en función de su posición, algo que hay que compatibilizar con lo que ocurre en los pilares, puesto que las zonas A, B, C no tienen el mismo ancho que las F y G.

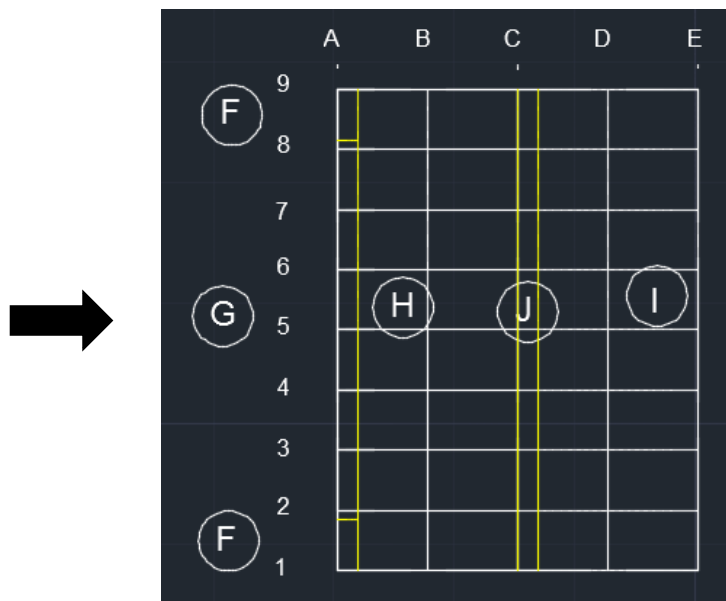


Figura 3.2.9 Esquema de cargas de viento lateral en cubierta según zonas.

Si se aplica la carga resultante en cada zona de la cubierta sobre los correspondientes pórticos ($Q_{VL} \cdot \text{crujía}$) se obtienen las cargas sobre las diferentes jácenas de la estructura, que se resumen en la siguiente tabla (signos (+) implican presión exterior y (-) succión exterior).



Tabla 3.2.4 Cargas de viento lateral en jácenas (KN/m).

Jácenas	Tramo 1	Tramo 2
SUCCIÓN		
1 y 9 AC	-2.25 (1)	-0.337*2.5=-0.8425
2 y 8 AC	-4.07 (2)	-0.337*5=-1.685
3 a 7 AC	-0.729*5=-3.645	-0.337*5=-1.685
1 y 9 CE	-0.196*2.5=-0.49	-0.028*2.5=-0.07
2 a 8 CE	-0.196*5=-0.98	-0.028*5=-0.14
PRESIÓN		
1 y 9 AC	0.056*2.5=0.14	0.056*2.5=0.14
2 y 8 AC	0.056*5=0.28	0.056*5=0.28
3 a 7 AC	0.056*5=0.28	0.056*5=0.28
1 y 9 CE	-0.253*2.5=-0.6325	-0.253*2.5=-0.6325
2 a 8 CE	-0.253*5=-1.265	-0.253*5=-1.265

Los valores de carga de viento lateral en las jácenas 1AC y 2AC, iguales que las 8AC y 9AC, se llevan parte de la carga de la zona F y parte de la zona G, para calcularlas se plantea la distribución de cargas en las correas de ese tramo (se suponen biapoyadas, quedándose del lado de la seguridad).



Figura 3.2.10 Cargas extremas en correa entre pórticos 1-2.

- (1) Planteando equilibrio de momentos en el punto 2, se obtienen las cargas en la jácena del pórtico de fachada.

$$R_1 = \frac{1}{5} (0.968 \cdot 4.2 \cdot (0.8 + 4.2/2) + 0.729 \cdot 0.8^2/2) = 2.4 \text{ KN/m.}$$

- (2) Planteando el equilibrio de fuerzas verticales se calcula la contribución de la carga a la jácena 2:

$$R_2 = -0.968 \cdot 4.2 - 0.729 \cdot 0.8 + R_1 = -2.25 \text{ KN/m.}$$

Valor que se debe añadir a la contribución del tramo entre los pórticos 2 y 3, que será: $-0.729 \cdot 2.5 = -1.82 \text{ KN/m}$, siendo la carga total en ese tramo del pórtico:

$$R_2 = 2.25 + 1.82 = 4.07 \text{ KN/m.}$$



Estado de carga en pórticos interiores.

Se muestran a continuación los distintos estados de carga para los pórticos interiores de forma gráfica, combinando los valores obtenidos en la Tabla 3.2.3 y en la Tabla 3.2.4, unificando aquellos casos en los que se obtienen valores iguales:

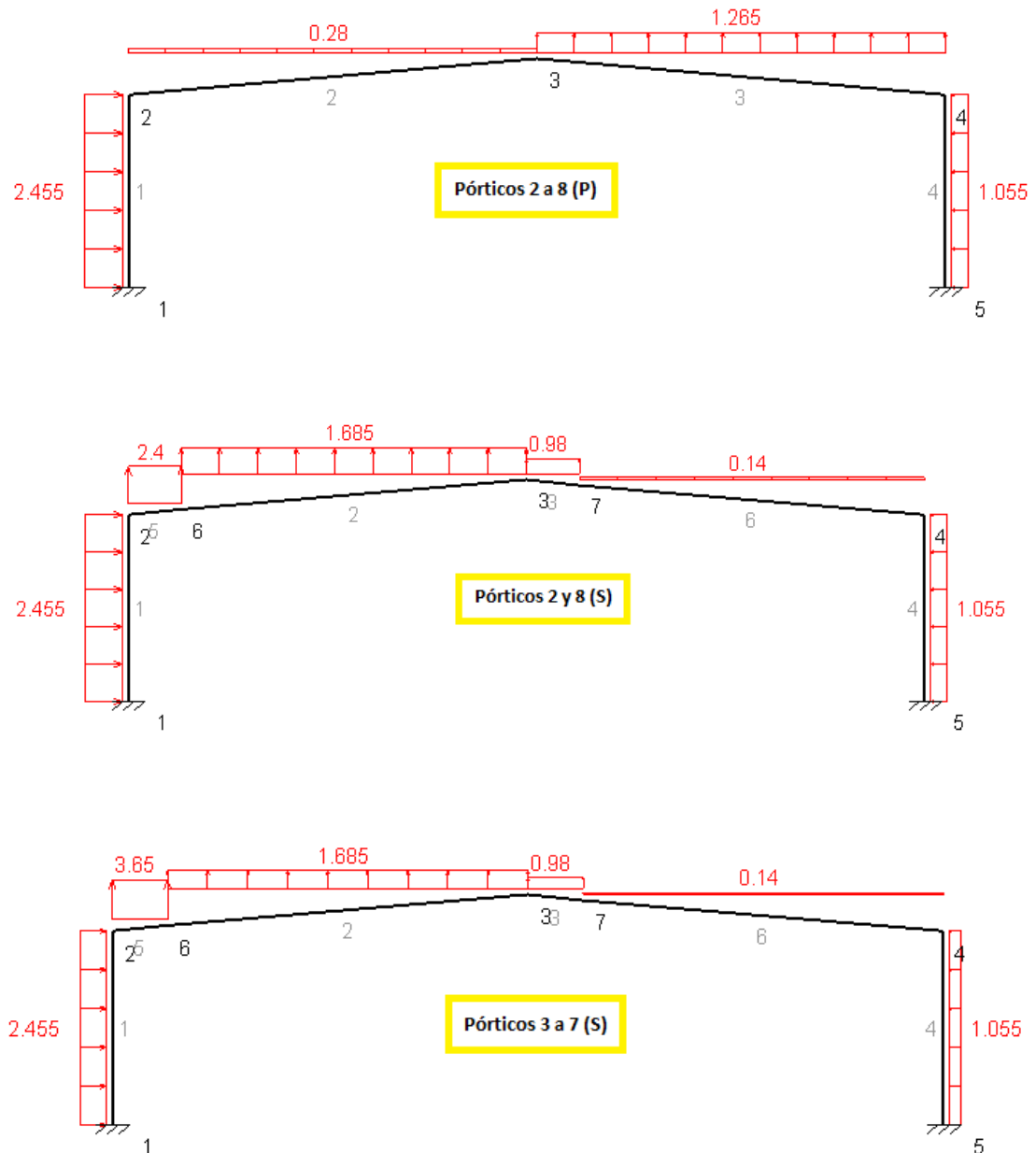


Figura 3.2.11 Cargas de viento lateral en pórticos interiores (V1, V2, V3)



Estado de carga en pórticos de fachada.

En los pórticos de fachada aparece una carga de viento en dos planos, en el plano del pórtico XZ, y que se muestra en la siguiente figura:

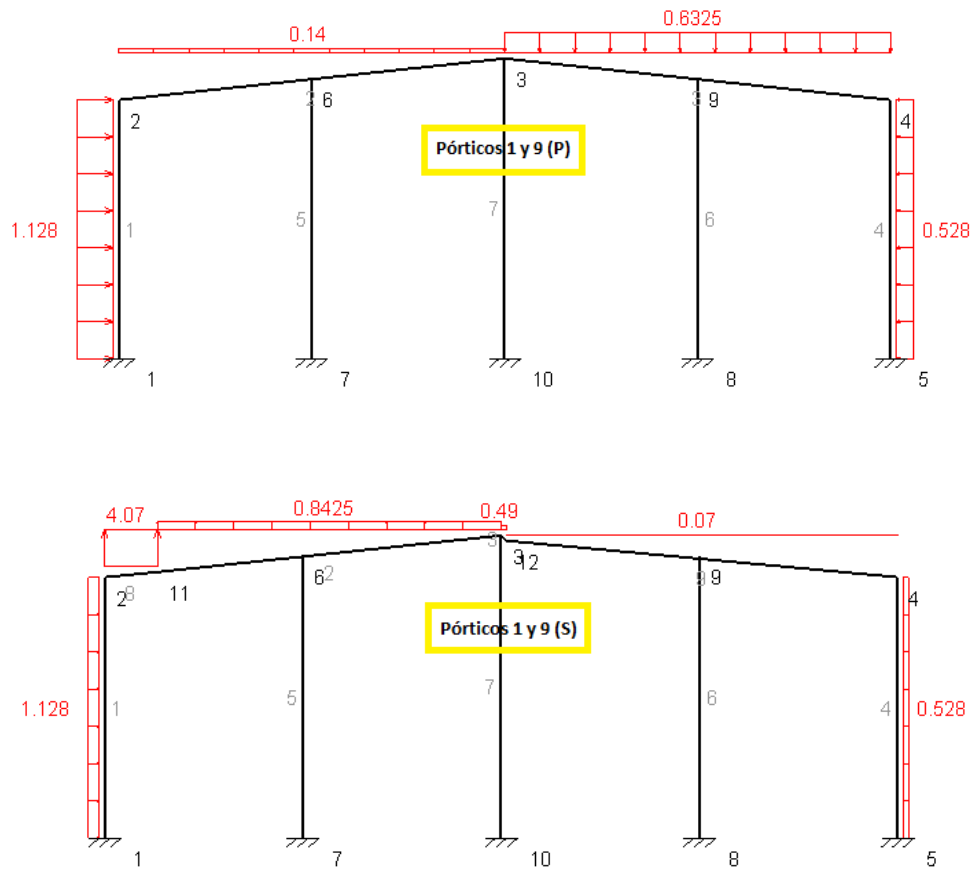


Figura 3.2.12 Cargas de viento lateral en pórticos de fachada (XZ).

Además, como el pórtico de fachada sufre la acción del viento lateral en la superficie XZ, aparecen una serie de cargas sobre los pilares en el plano YZ, que se muestran en la siguiente figura:

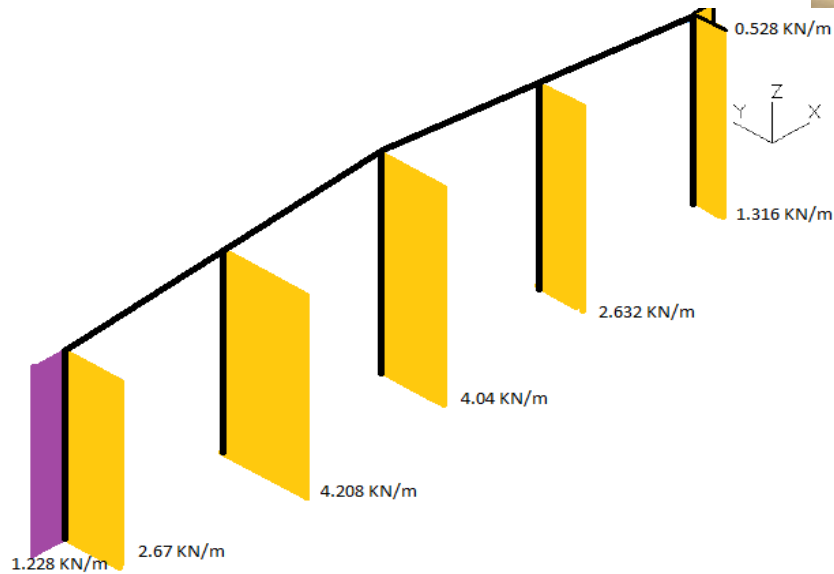


Figura 3.2.13 Cargas de viento lateral en pilares del pórtico de fachada (YZ)

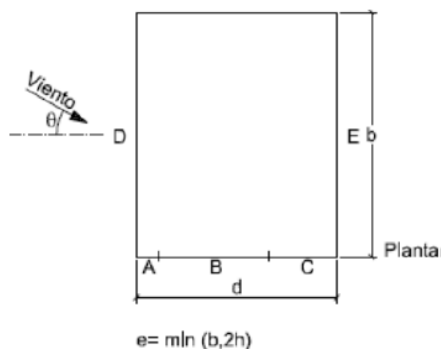
3.2.2.2 Viento frontal.

Una vez se ha calculado el viento lateral, se procede a realizar el cálculo en el plano ortogonal, al que se denominará viento frontal.

Paramentos verticales.

Se utiliza la tabla correspondiente a los paramentos verticales, siendo b la luz del edificio (30 m) y la dimensión d la profundidad (40 m). La esbeltez del edificio en el caso del viento frontal será:

$$\frac{h}{d} = \frac{8.4}{40} = 0.21 < 0.25$$



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"		0,7	-0,3

Figura 3.2.14 Cálculo de coeficientes eólicos en paramentos verticales.

Los valores de los coeficientes se obtienen directamente de la tabla. Multiplicando los c_{pe} obtenidos por el valor de presión dinámica y coeficientes de exposición (0.7014) se obtienen las cargas superficiales de viento en KN/m.



Tabla 3.2.5 Coeficientes eólicos de viento frontal en paramentos verticales.

	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
$Q_{VL} (KN/m^2)$	-0.842	-0.561	-0.351	0.491	-0.21
	Fachadas Frontales			Fachadas Laterales	

La profundidad de las zonas A, B y C en las fachadas laterales depende de e, que en el caso del viento frontal vale:

$$e = \min (b, 2 \cdot h) = \min (30, 16.8) = 16.8 \text{ m.}$$

Y las profundidades de cada uno de los tramos:

$$x(A) = \frac{e}{10} = 1.68 \text{ m.}$$

$$x(B) = e - \frac{e}{10} = 15.12 \text{ m.}$$

$$x(C) = d - e = 40 - 16.8 = 23.2 \text{ m.}$$

El esquema resultante de los valores obtenidos, con la posición de los pórticos interiores y barras es el siguiente:

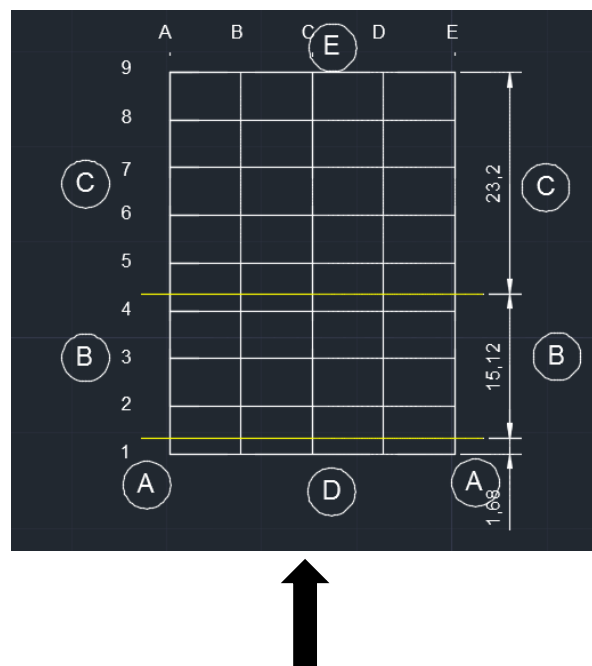


Figura 3.2.15 Esquema de cargas de viento frontal según zonas.



Si se aplica la carga resultante en cada zona de las fachadas sobre los correspondientes pórticos (Q_{VL} *crujía) se obtienen las cargas sobre los diferentes pilares de la estructura, que se resumen en la siguiente tabla ((+) implican presión exterior y (-) succión exterior). Con el mismo criterio de numeración del pilar de la figura 2.3.6.

Tabla 3.2.6 Cargas de viento frontal en pilares (KN/m).

Pilar	Plano XZ	Plano YZ
	(Plano pórtico)	(Plano \perp pórtico)
1A y 1E	$-0.8422*1.68-0.561*0.82=-1.87$	$0.491*3.75=1.84$
1B, 1D y 1C	-	$0.491*7.5=3.68$
2A-3A y 2E-3E	$-0.561*5=-2.805$	-
4A y 4E	$-0.561*4.18 - 0.351*0.82 = -2.63$	-
6A-8A y 6E-8E	$-0.351*5=-1.755$	-
9A y 9E	$-0.351*2.5=-0.88$	$-0.21*3.75=-0.788$
9B, 9C y 9D	-	$-0.21*7.5=-1.575$

Superficie de cubierta.

Se procede al cálculo de las cargas de viento en las jácenas, para ello, se deben conocer los coeficientes eólicos de presión en cada una de las zonas de la cubierta, a través de la tabla D.6 del CTE DB SE-AE, para una cubierta de 9° de inclinación.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	-0,6
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
		-2	-1,5	-0,3	-0,4	-1,5
		0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0

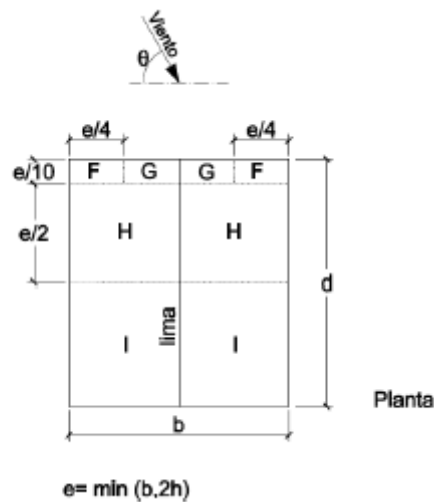
Figura 3.2.16 Coeficientes eólicos de viento frontal en cubierta.

Solo existe un modo de viento sobre las cubiertas, basta con interpolar en la tabla para el valor del ángulo de inclinación de la cubierta y multiplicarlo por el valor del coeficiente de exposición y la presión dinámica (0.7014) para obtener la carga de viento frontal (Q_{VF}) sobre las diferentes zonas de la cubierta.



Tabla 3.2.7 Coeficientes eólicos y cargas de viento frontal en cubierta (9°).

	F	G	H	I
C_{pe}	-1.48	-1.3	-0.66	-0.56
Q_{VF}	-1.038	-0.912	-0.463	-0.393



Y las profundidades de cada uno de los tramos depende de $e=16.8$ m:

$$x(F,G) = \frac{e}{10} = 1.68 \text{ m.}$$

$$x(H) = \frac{e}{2} = 8.4 \text{ m.}$$

$$x(I) = 40 - 1.68 - 8.4 = 29.92 \text{ m} \cong 30 \text{ m.}$$

$$x(G) = \frac{e}{4} = 4.2 \text{ m.}$$

$$x(F) = b - 2 * \frac{e}{4} = 21.6 \text{ m.}$$

Se realiza un esquema con los valores obtenidos y la posición de los pórticos interiores, observándose que cada uno de los pórticos y barras tendrán valores de cargas distintos en función de su posición.

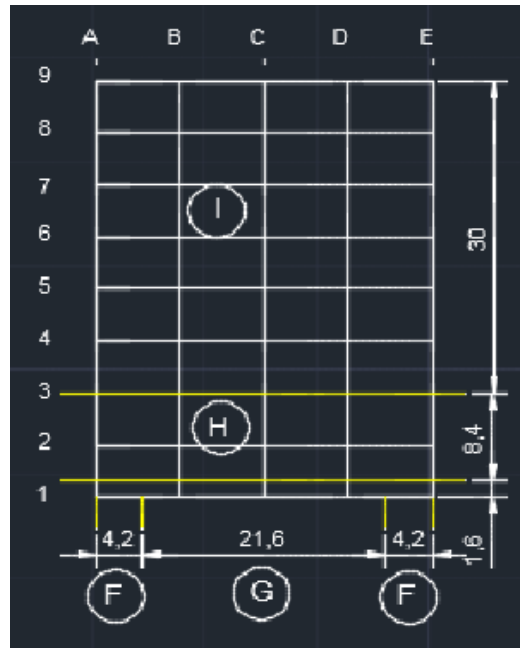


Figura 3.2.17 Esquema de cargas de viento frontal en cubierta según zonas.

Si se aplica la carga resultante en cada zona de la cubierta sobre los correspondientes pórticos se obtienen las cargas sobre las diferentes jácenas de la estructura, que se resume en la siguiente tabla (signos (+) implican presión exterior y (-) succión exterior).

Tabla 3.2.8 Cargas de viento frontal en jácenas (KN/m).

Jácenas	Tramo 1	Tramo 2
1AC y 1CE	-1.96 (1)	-1.79 (2)
2AC y 2CE	-1.32 (1)	-1.28 (2)
3 AC y CE	$-0.393 \cdot 2.5 - 0.463 \cdot 2.5 = -2.14$	
4 a 8 AC y CE	$-0.393 \cdot 5 = -1.965$	
9 AC y CE	$-0.393 \cdot 2.5 = -0.983$	

Los valores de carga de viento frontal en las jácenas 1AC y 2AC son particularmente complicadas de determinar, pues se llevan parte de la carga de la zona F y parte de las zonas G y H, para calcularlas se plantea la distribución de cargas en las correas de esos tramos (se suponen biapoyadas, para estar del lado de la seguridad).

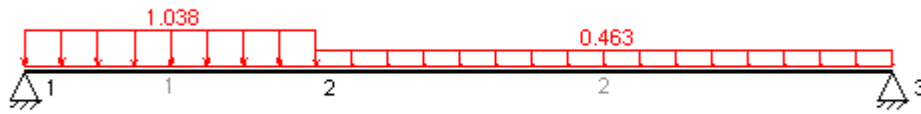


Figura 3.2.18 Cargas de viento frontal en correa entre pórticos 1-2 (tramo 1).

(1) Se obtienen las cargas en la jácena del pórtico de fachada y en el pórtico interior.

$$R_1 = -1.96 \text{ KN/m.}$$

$$R_2 = -1.32 \text{ KN/m.}$$

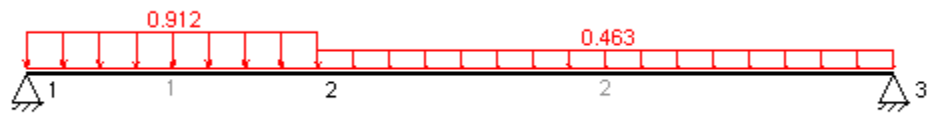


Figura 3.2.19 Cargas de viento frontal en correa entre pórticos 1-2 (tramo 2).

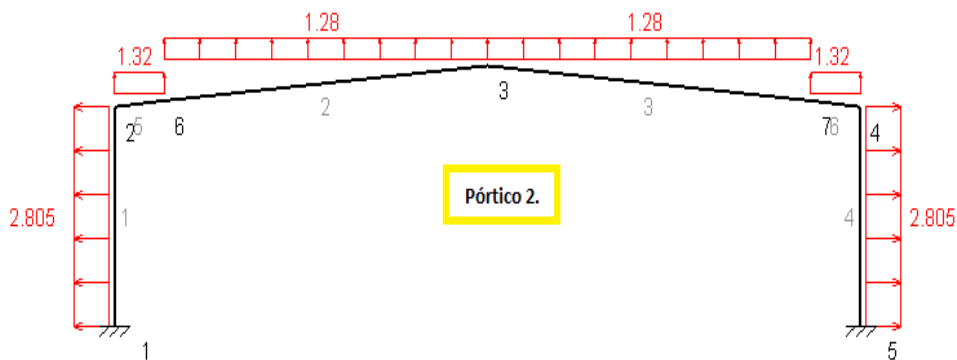
(2) Se obtienen las cargas en la jácena del pórtico de fachada y en el primer pórtico interior.

$$R_1 = -1.79 \text{ KN/m.}$$

$$R_2 = -1.28 \text{ KN/m.}$$

Estados de carga en pórticos interiores.

En las siguientes figuras se muestran los distintos estados de carga para los pórticos interiores de forma gráfica. Combinando los valores obtenidos en la Tabla 3.2.6 y en la Tabla 3.2.8, unificando aquellos casos en los que se obtienen valores iguales:



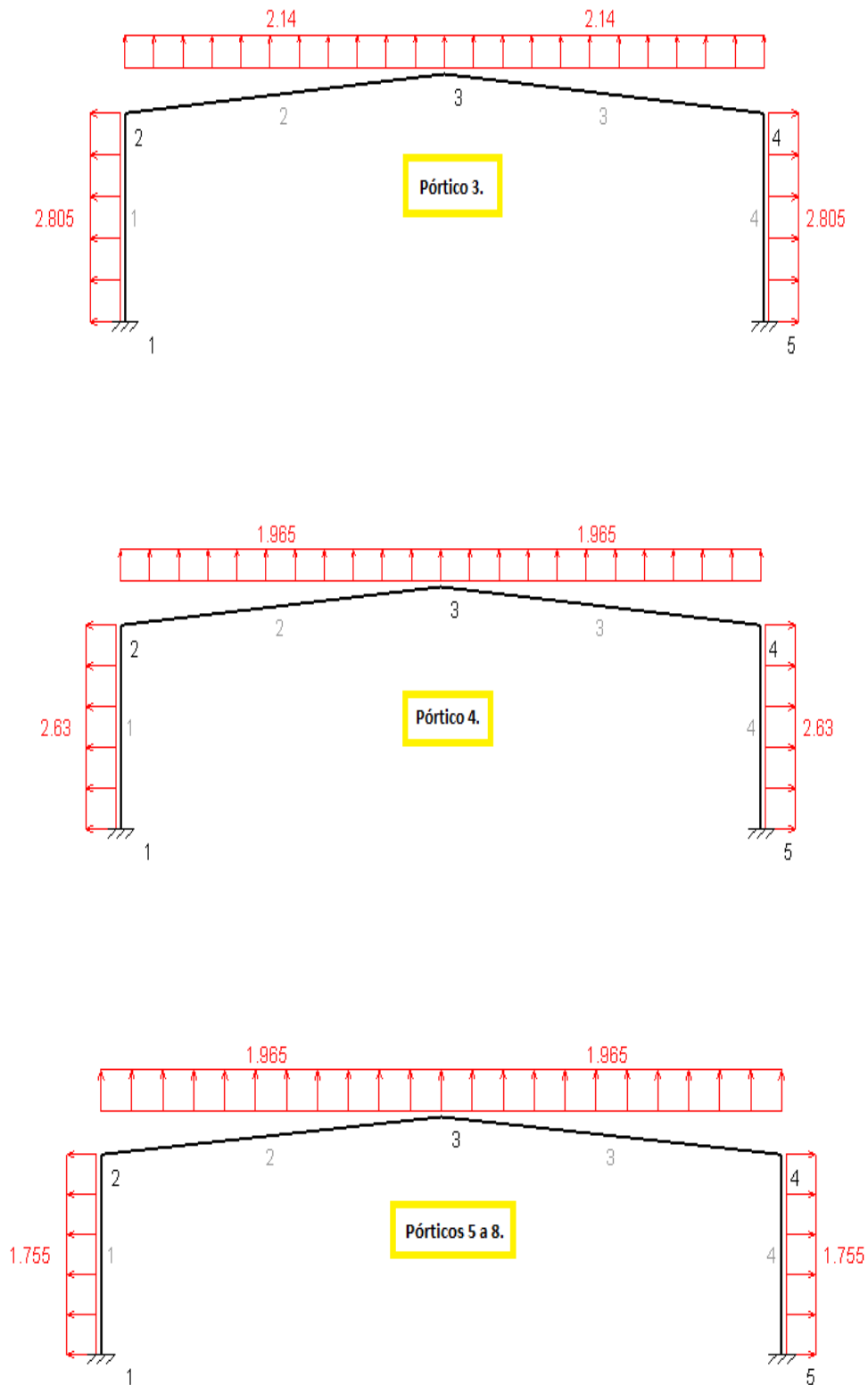


Figura 3.2.20 Cargas de viento frontal en pórticos interiores (V4, V5, V6, V7).



Estados de carga en pórticos de fachada.

En los pórticos de fachada aparece una carga de viento en dos planos, en el plano del pórtico XZ, que se obtiene de forma similar a la comentada en los apartados anteriores y que se muestra en la siguiente figura:

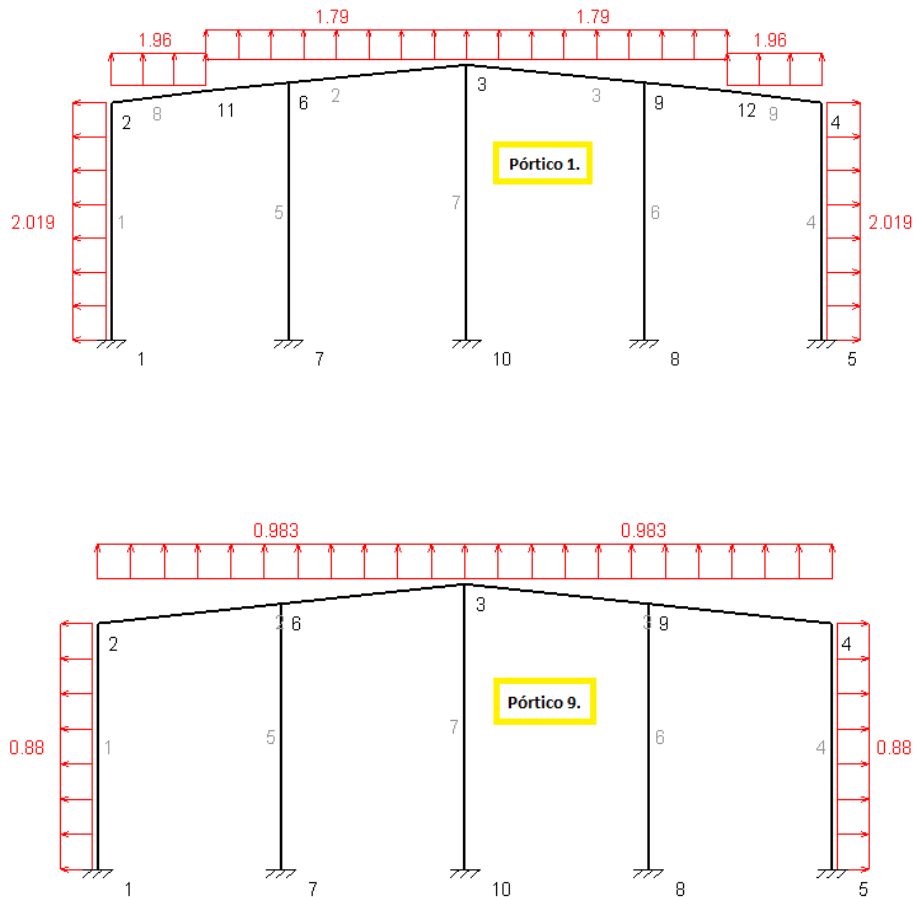


Figura 3.2.21 Cargas de viento frontal en pórticos de fachada (XZ).

Además, como el pórtico de fachada sufre la acción del viento frontal en la superficie XZ, aparecen una serie de cargas sobre los pilares en el plano YZ, que se muestran en la siguiente figura, cargas que deben sumarse a las que aparecen en las jácenas de la figura anterior.

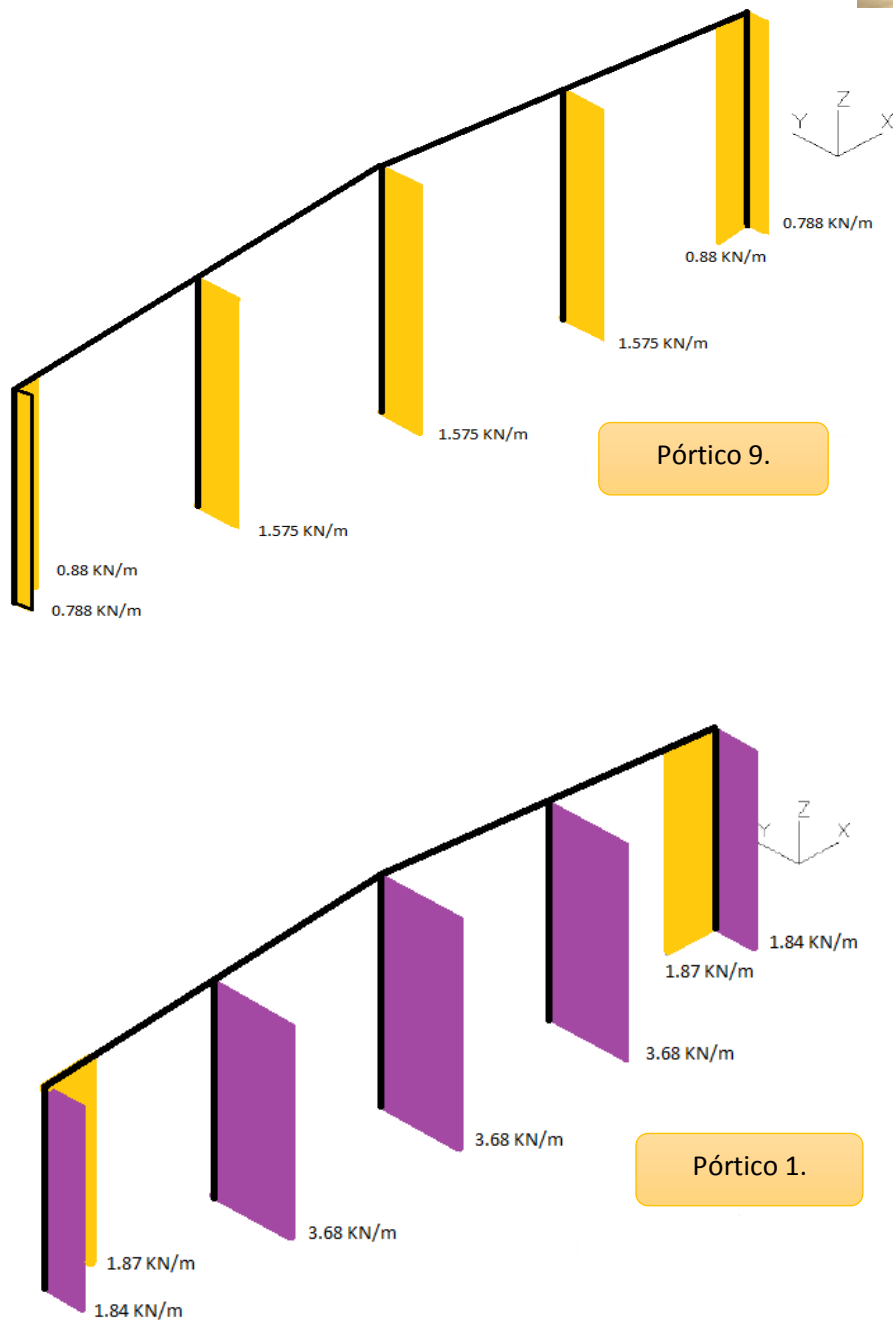


Figura 3.2.22 Cargas de viento frontal en pilares del pórtico de fachada (YZ).



3.2.2.3 Viento interior.

La acción del viento en el interior de la nave puede considerarse como una acción extraordinaria o como una acción persistente o transitoria.

En ambos casos, el valor de q_b es el mismo e igual al calculado con anterioridad ($q_b = 0.4225 \text{ KN/m}^2$). También es común el valor de coeficiente de exposición interior (c_{ei}), que es distinto al calculado anteriormente para el viento exterior.

$$q_e(z) = q_b * c_{ei}(z) * c_{pi}$$

Para calcular c_{ei} , se estima que existe un hueco dominante (la puerta de la fachada frontal), que tiene una altura total de 5 metros, por tanto su punto medio está situado a $z=2.5 \text{ m}$.

$$F(g,z) = k(g) * \ln\left(\frac{\max(z, Z(g))}{L(g)}\right)$$

$$F(\text{IV}, 8.4) = 0.22 * \ln\left(\frac{\max(2.5, 5)}{0.3}\right) = 0.619$$

$$c_e(z) = F(z) * (F(z) + 7k) = 0.619 * (0.619 + 7*0.22) = 1.336$$

Solo falta por evaluar el coeficiente de presión interior, que será diferente en función de la situación que se suponga para la acción del viento interior.

$$q_e(z) = q_b * c_{ei}(z) * c_{pi} = 0.4225 * 1.336 * c_{pi} = 0.5645 * c_{pi}$$

Situación persistente o transitoria.

Vamos a considerar la situación de viento interior como una acción persistente o transitoria, en cuyo caso se deben considerar unos coeficientes de viento no tan restrictivos como los que aparecen en la tabla 3.6 de la norma.

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

Figura 3.2.23 Coeficientes eólicos interiores según tabla 3.5 del CTE DB SE-AE.



Se propone utilizar un coeficiente de presión interior $c_{pi}=+0.2$ y un coeficiente de succión interior $c_{pi}=-0.3$ (ya que la configuración de huecos es indeterminada, así como sus aperturas y cierres).

Así pues, las acciones de viento interior de succión (VIS) y de presión interior (VIP) serán:

$$VIS \text{ (KN/m}^2\text{)}=0.5645 \cdot -0.3=-0.169$$

$$VIP \text{ (KN/m}^2\text{)}=0.5645 \cdot 0.2=0.113$$

Estas cargas se transmiten tanto a los pórticos interiores como de fachada, en el plano del pórtico (XZ) tendrán el valor:

$$VIS \text{ (KN/m}^2\text{)}=-0.169 \rightarrow q_{VIS} = -0.169 \cdot 5 = -0.845 \text{ KN/m}$$

$$VIP \text{ (KN/m}^2\text{)}=0.113 \rightarrow q_{VIP} = 0.113 \cdot 5 = 0.565 \text{ KN/m}$$

Las cargas en los pórticos de fachada en el plano perpendicular (YZ) se deben repartir tal que:

$$VIS \text{ (KN/m}^2\text{)}=-0.169 \rightarrow q_{VIS,int} = -0.169 \cdot 7.5 = -1.268 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{VIS,ext} = -0.169 \cdot 7.5/2 = -0.6338 \text{ KN/m}$$

$$VIP \text{ (KN/m}^2\text{)}=0.113 \rightarrow q_{VIP,int} = 0.113 \cdot 7.5 = 0.8475 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{VIP,ext} = 0.113 \cdot 7.5/2 = 0.4238 \text{ KN/m.}$$

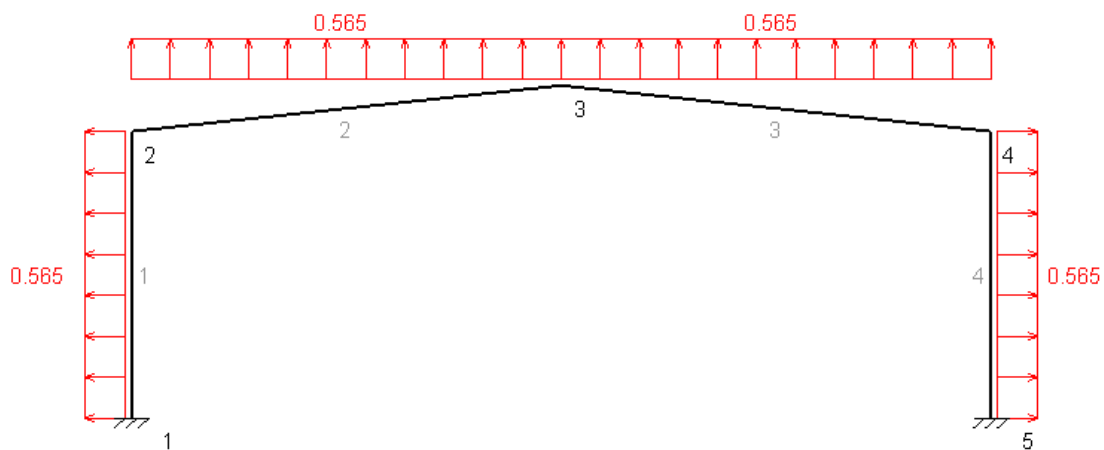


Figura 3.2.24 Cargas de viento interior de presión en pórticos 2-8 (XZ).

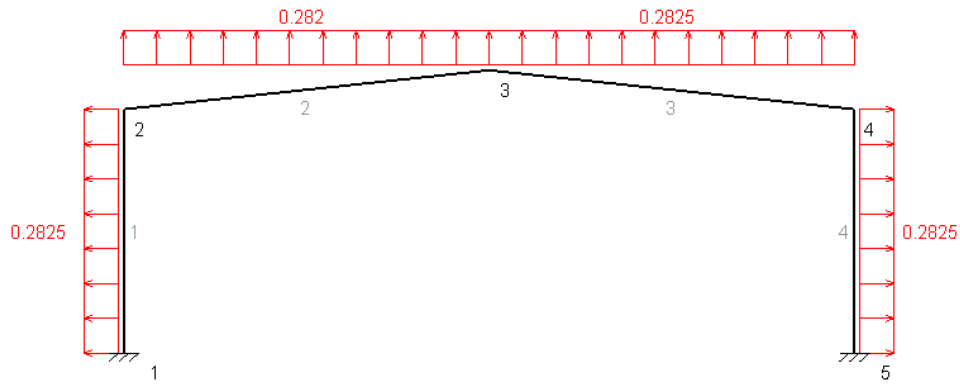


Figura 3.2.25 Cargas de viento interior de presión en pórticos 1 y 9 (XZ).

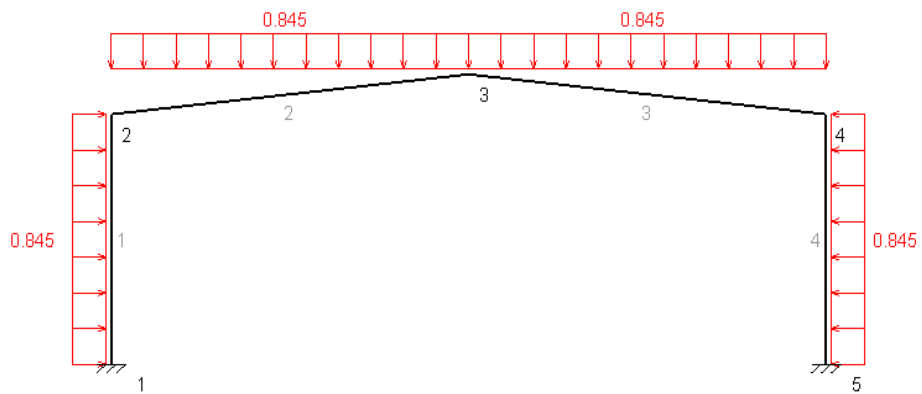


Figura 3.2.26 Cargas de viento interior de succión en pórticos 2-8 (XZ).

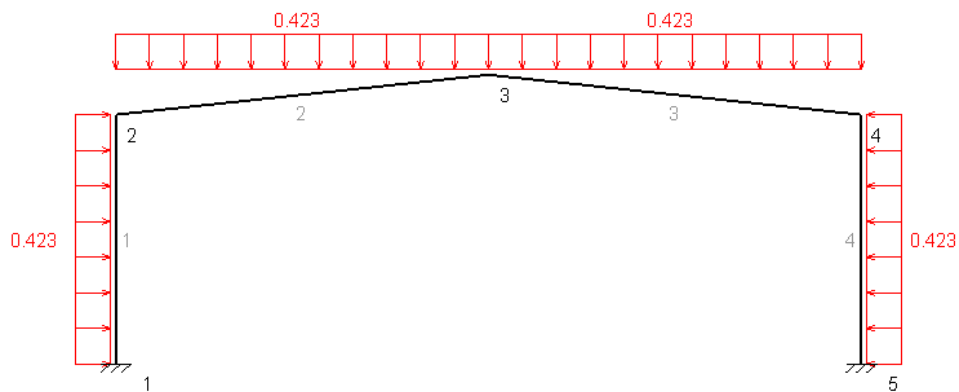


Figura 3.2.27 Cargas de viento interior de succión en pórticos 1 y 9 (XZ).



Situación extraordinaria.

Si se fija la acción del viento interior como una acción accidental, como se establece en el EC1, se deben emplear la combinación de estas situaciones, y como valores del coeficiente de viento interior (c_{pi}) los más desfavorables en la situación de presión y succión interior.

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

Figura 3.2.28 Coeficientes eólicos de presión interior, tabla 3.5 del CTE DB SE-AE.

La tabla de coeficientes eólicos requiere el conocimiento del porcentaje de huecos a succión respecto al total que tiene el edificio, dato complicado de conocer de antemano, por lo que se consideran los dos casos extremos, cuando está a succión o cuando está a presión.

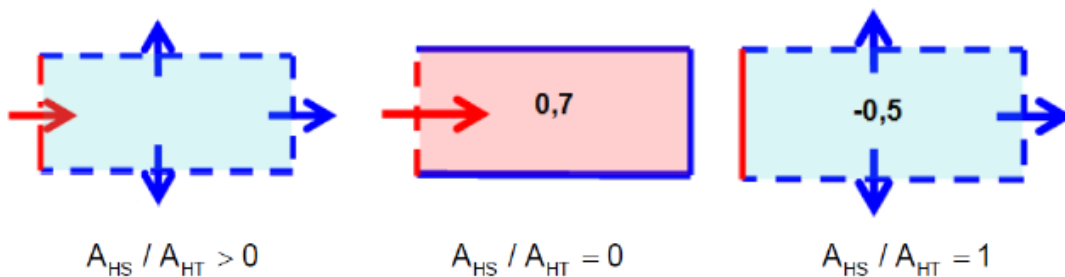


Figura 3.2.29 Configuración de huecos en fachada.

Así, las acciones de viento interior de succión (VIS_{ac}) y de presión interior (VIP_{ac}) serán:

$$VIS_{ac} \text{ (KN/m}^2\text{)} = 0.565 * (-0.5) = -0.2825$$

$$VIP_{ac} \text{ (KN/m}^2\text{)} = 0.565 * 0.7 = 0.3955$$

Estas cargas se transmiten tanto a los pórticos interiores como de fachada, en el plano del pórtico (XZ) tendrán el valor:

$$VIS_{ac} \text{ (KN/m}^2\text{)} = -0.2825 \rightarrow q_{VIS} = -0.2825 * 5 = -1.4125 \text{ KN/m}$$

$$VIP_{ac} \text{ (KN/m}^2\text{)} = 0.3955 \rightarrow q_{VIP} = 0.3955 * 5 = 1.9775 \text{ KN/m}$$



Las cargas en los pórticos de fachada en el plano perpendicular (YZ) se deben repartir tal que:

$$VIS_{ac} \text{ (KN/m}^2\text{)} = -0.2825 \rightarrow q_{VIS,int} = -0.2825 * 7.5 = -2.1188 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{VIS,ext} = -0.2825 * 7.5 / 2 = -1.06 \text{ KN/m}$$

$$VIP_{ac} \text{ (KN/m}^2\text{)} = 0.3955 \rightarrow q_{VIP,int} = 0.3955 * 7.5 = 2.9663 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow q_{VIP,ext} = 0.3955 * 7.5 / 2 = 1.4831 \text{ KN/m}$$

Si se reparten las cargas de viento interior, estudiadas como acción accidental en los pórticos interiores y de fachada:

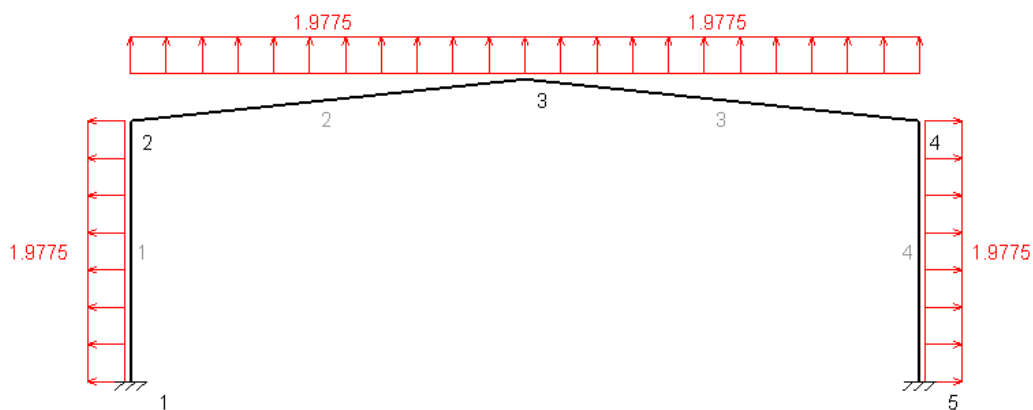


Figura 3.2.30 Viento interior de presión (accidental) en pórticos 2-8 (XZ).

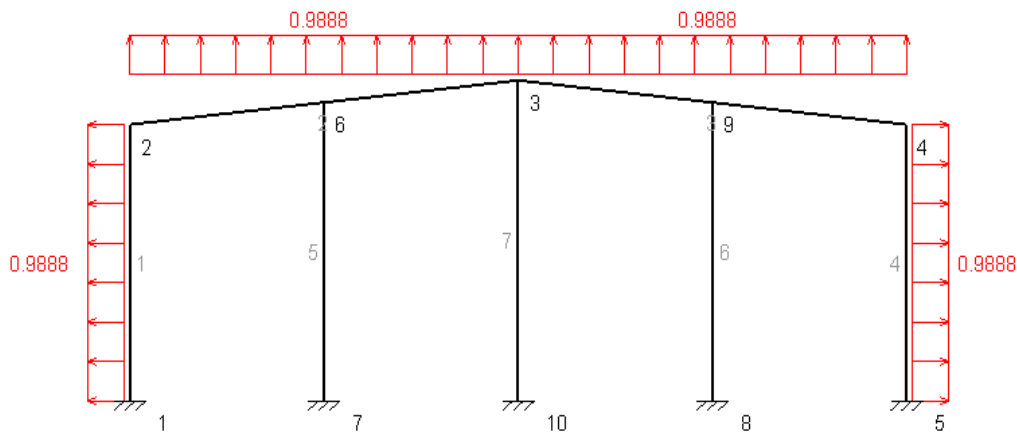


Figura 3.2.31 Viento interior de presión (accidental) en pórticos 1 y 9 (XZ).

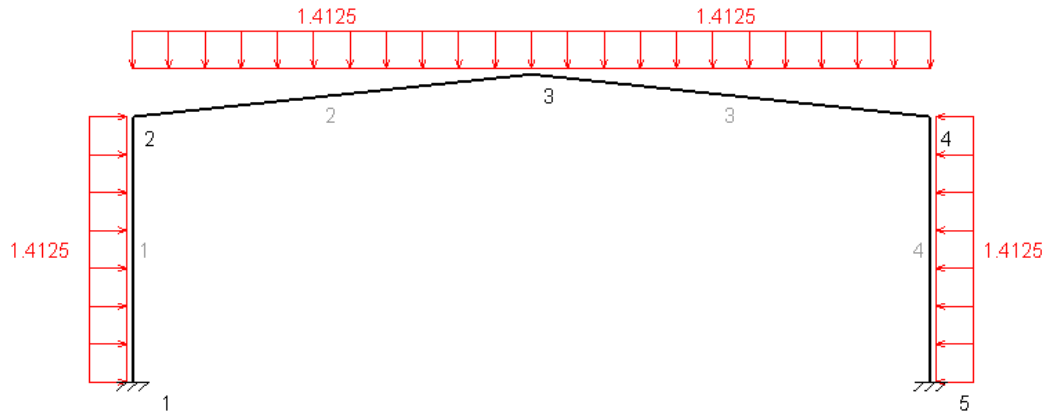


Figura 3.2.32 Viento interior de succión (accidental) en pórticos 2-8 (XZ).

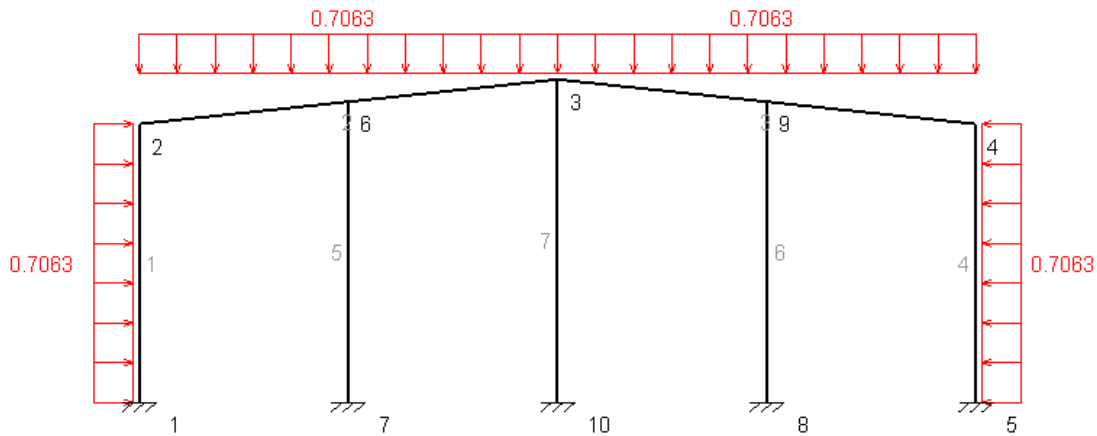


Figura 3.2.33 Viento interior de succión (accidental) en pórticos 1 y 9 (XZ).

3.2.3. Acciones térmicas.

Considerando lo establecido en el CTE DB SE-AE.3.4 en lo relativo a las acciones térmicas. Los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente exterior. La magnitud de las mismas depende de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, y del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico.

Las variaciones de la temperatura en el edificio conducen a deformaciones de todos los elementos constructivos, en particular, los estructurales, que, en los casos en los que estén impedidas, producen tensiones en los elementos afectados.

Proyecto estructural de edificio industrial
en el Polígono industrial de Olula del Río.



La disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura. En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud.

En el caso de nuestro edificio, la mayor dimensión es de 40 metros (la profundidad), por tanto no es necesario incluir ninguna junta de dilatación adicional, ni es necesario realizar el cálculo de la acción térmica.

3.2.4. Nieve.

El cálculo de la acción de nieve sobre el edificio se realiza según lo establecido en el CTE DB SE-AE.3.5 y en el anejo E de la misma norma.

Como valor característico de la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, debe tomarse:

$$q_{k,n} = \mu * S_k$$

μ : Coeficiente de forma de la cubierta, según CTE DB SE-AE 3.5.3.

S_k : Valor característico de la nieve según CTE DB SE-AE 3.5.2.

Valor característico de la nieve (S_k).

El valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal en las capitales de provincia y ciudades autónomas, puede tomarse de la tabla 3.7. $S_k = 0.2 \text{ KN/m}^2$.

Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	1.100	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	180	1,0	Jaén	570	0,4	Sevilla	1.000	0,3
Badajoz	0	0,2	León	820	1,2	Santander	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Lugo	380	0,6	Sevilla	1.090	0,2
Burgos	860	0,6	Logroño	470	0,6	Soria	0	0,9
Cáceres	440	0,4	Lugo	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	0	0,4	Madrid	0	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	40	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	130	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	230	0,4	Valencia/València	690	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Figura 3.2.34 Tabla 3.7 del CTE DB SE-AE.



Coeficiente de forma μ .

Al tener la cubierta una inclinación menor de 30° , el coeficiente de forma según el CTE DB SE-AE.3.5.3 será igual a la unidad (no se produce la descarga de la nieve sobre el terreno, pues la inclinación es pequeña). Por tanto, la carga superficial de nieve sobre la cubierta será:

$$Q_N = \mu * S_k = 1 * 0.2 = 0.2 \text{ KN/m}^2$$

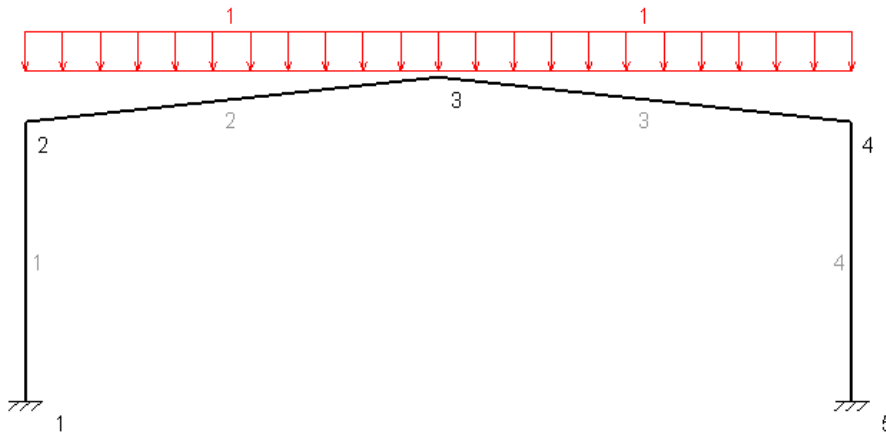
Y las cargas sobre los pórticos interiores y de fachada serán:

$$n_{pint} = Q_N * s = 0.2 * 5 = 1 \text{ KN/m.}$$

$$n_{pfac} = Q_N * s/2 = 0.2 * 2.5 = 0.5 \text{ KN/m.}$$

La norma también establece que: *“se tendrán en cuenta las posibles distribuciones asimétricas de nieve, debidas al transporte de la misma por efecto del viento, reduciendo a la mitad el coeficiente de forma en las partes en que la acción sea favorable”*.

Por tanto aparecerán tres situaciones de nieve, en función de cómo se acumule en ambos faldones, tal y como se muestra en las siguientes figuras.



Proyecto estructural de edificio industrial
en el Polígono industrial de Olula del Río.

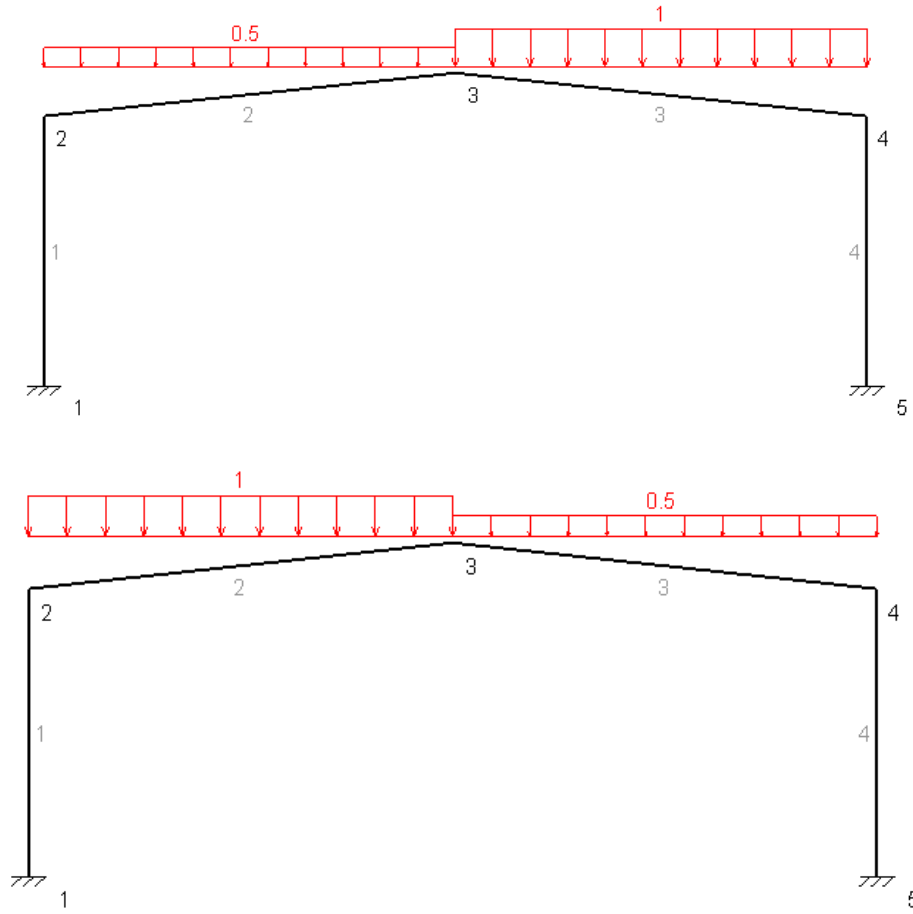
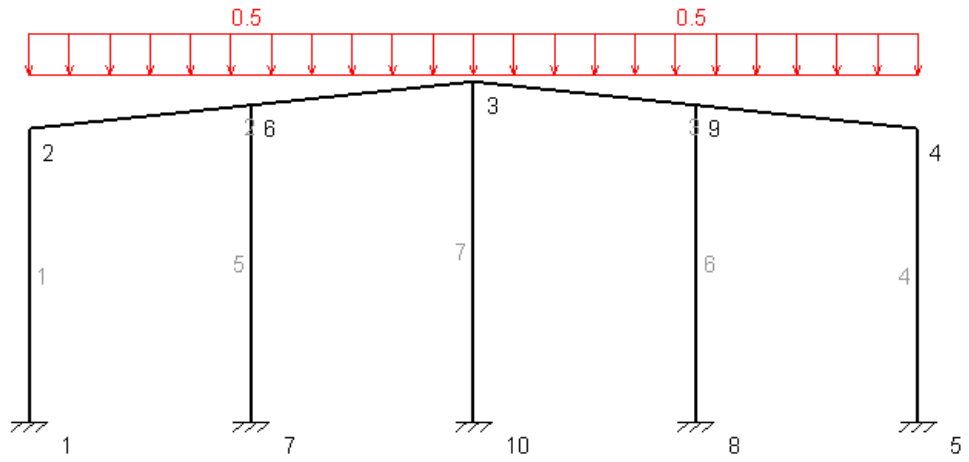


Figura 3.2.35 Situaciones de nieve sobre pórtico interior (N1, N2, N3).



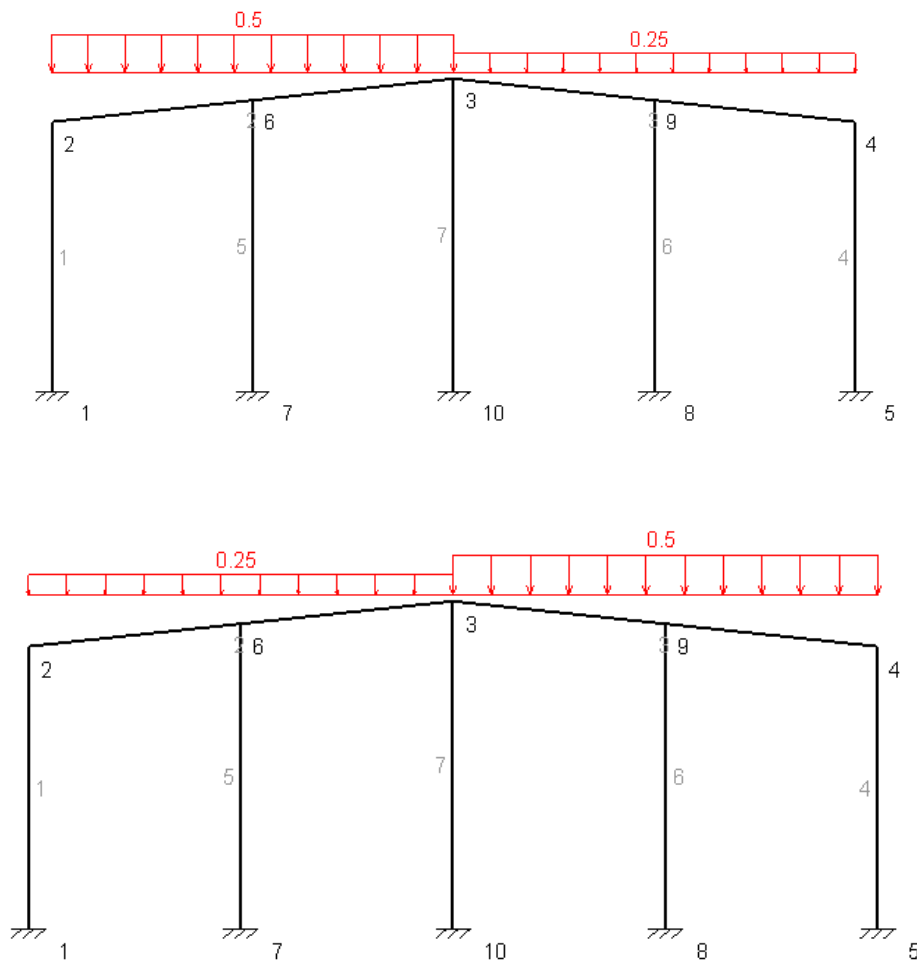


Figura 3.2.36 Situaciones de nieve sobre pórtico de fachada (N1, N2, N3).

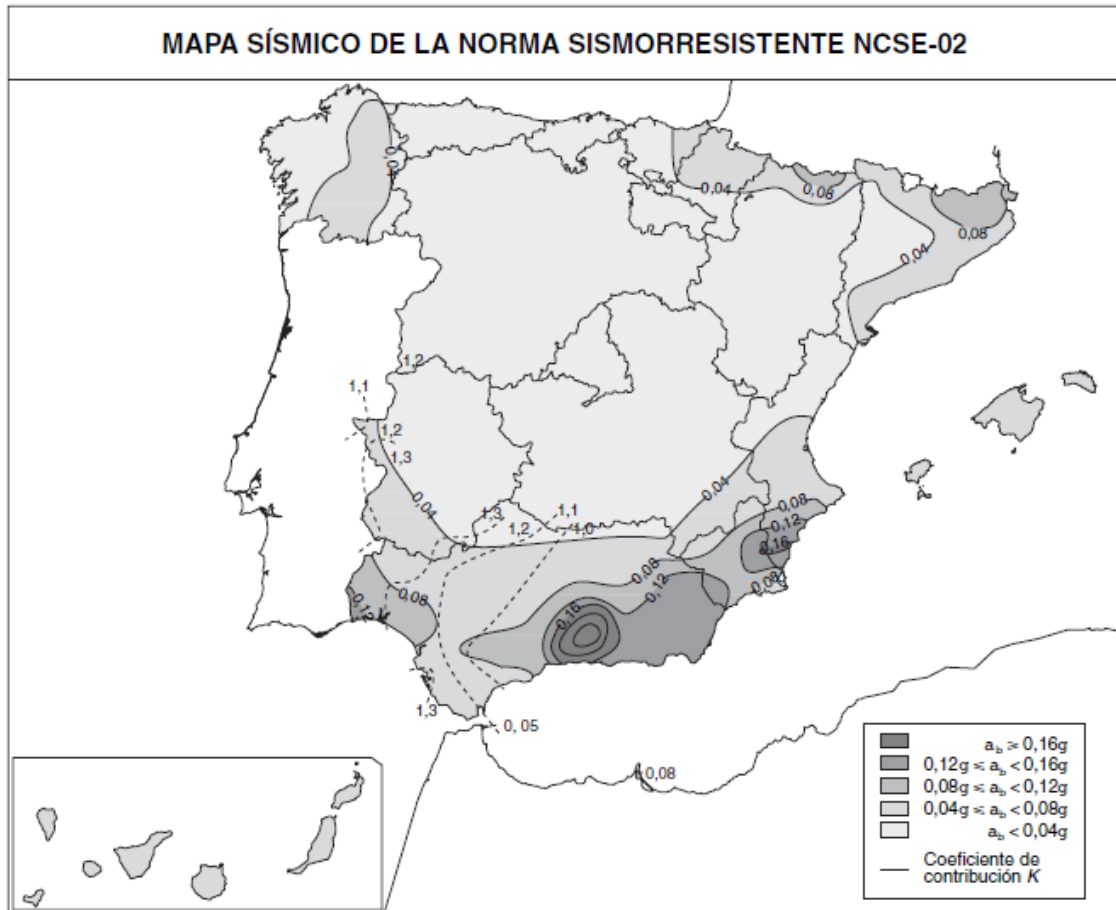
No se considerarán acumulaciones de nieve pues no se prevé la instalación de parapetos en los finales de los faldones de la cubierta.

3.3 ACCIONES ACCIDENTALES.

3.3.1 Sismo.

Las acciones sísmicas se determinan de acuerdo con la norma NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación.

Nuestro edificio, de importancia normal, está situado en el polígono industrial de Olula del Río, por tanto según el mapa de peligrosidad sísmica de la norma sismorresistente NCSE-02 tiene una aceleración básica $a_b = 0.14 * g$.



La norma desarrolla un método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación. El método simplificado de cálculo se podrá aplicar en los edificios que cumplan los siguientes requisitos:

- ~ El número de plantas sobre rasante es inferior a veinte.
- ~ La altura del edificio sobre rasante es inferior a sesenta metros.
- ~ Existe regularidad geométrica en planta y en alzado, sin entrantes ni salientes importantes.
- ~ Dispone de soportes continuos hasta cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos en su rigidez.
- ~ Dispone de regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de gravedad y de torsión de todas las plantas estén situadas aproximadamente, en la misma vertical.
- ~ La excentricidad del centro de las masas que intervienen en el cálculo sísmico respecto al de torsión es inferior al 10% de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales.
- ~ Asimismo, se podría aplicar el método simplificado de cálculo a los edificios de pisos de importancia normal de hasta cuatro plantas en total.

Proyecto estructural de edificio industrial
en el Polígono industrial de Olula del Río.



Sobre la parte superior del pilar actúa una fuerza del tipo $F=m \cdot a$ donde:

- F = Fuerza estática equivalente.
- m = Masa de la estructura.
- $a = s_{ik}$ Coeficiente sísmico adimensional.

$$s_{ik} = \left(\frac{a_c}{g}\right) \alpha_i \cdot \eta_{ik} \cdot \beta$$

Aceleración sísmica de cálculo.

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como:

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

Donde:

- a_b Aceleración sísmica básica.
- ρ Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción.

Toma los siguiente valores:

- Construcciones de importancia normal $\rho=1.0$
- Construcciones de importancia especial $\rho=1.3$

- S Coeficiente de amplificación del terreno.

Para $0.1g < \rho \cdot a_b < 0.4g$

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \left(1 - \frac{C}{1.25} \right)$$

- C Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4 de NCSE-02.

El tipo de terreno que vamos a elegir es el más desfavorable para así quedar siempre del lado de la seguridad. Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200$ m/s.

Por tanto, el coeficiente del terreno $C=2$.

$$S = \frac{2}{1.25} + 3.33 \left(1 \cdot \frac{0.14g}{g} - 0.1 \right) \left(1 - \frac{2}{1.25} \right) = 1.52008$$



$$a_c = 1.52008 \cdot 1 \cdot 0.14 \cdot g = 0.2128 \cdot g$$

Espectro de respuesta elástica

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} = 1 \cdot \frac{2}{10} = 0.2$$

$$T_B = K \cdot \frac{C}{2.5} = 1 \cdot \frac{2}{2.5} = 0.8$$

Según el apartado de la norma 3.7.2. Modos de vibración.

$$T_i = \frac{T_F}{2 \cdot i - 1}$$

Siendo T_F para edificios de pórticos rígidos de acero laminado.

$$T_F = 0.11 \cdot n = 0.11 \cdot 1 = 0.11$$

n: número de plantas del edificio, siendo nuestra nave de una sola planta, n=1.

$$T_i = \frac{0.11}{2 \cdot 1 - 1} = 0.11$$

Por lo que $\alpha(i)$ será:

$$T_i < T_A < T_B \rightarrow \alpha(i) = 1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_A} = 1 + 1.5 \cdot \frac{0.11}{0.2} = 1.825$$

Ahora se debe obtener el valor del coeficiente de respuesta de la estructura β , de la tabla 3.1 de NCSE-02.

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipo similares	Compartimentada	6	—	—	0,46	0,93

Figura 3.3.2 Valores del coeficiente de respuesta, tabla 3.1 NCSE-02.



Por tanto, para una ductilidad tipo cuatro y una estructura diáfana de acero laminado:

$$\beta = 0.27$$

Para edificios de una planta: $n_{ik} = 1$

Por lo que el coeficiente sísmico adimensional es:

$$S_{ik} = \left(\frac{a_c}{g}\right) \alpha_i \cdot n_{ik} \cdot \beta = \left(\frac{0.2128g}{g}\right) \cdot 1.825 \cdot 1 \cdot 0.27 = 0.105$$

Las acciones que se considerarán en el cálculo son las siguientes:

- Acciones gravitatorias.
 - a) Peso propio y cargas permanentes.
 - b) Sobrecarga de uso.
 - c) Sobrecarga de nieve.

- Acciones horizontales.
 - a) Acción del viento. Pero en este caso no es perceptiva ya que no nos encontraremos en una situación topográfica muy expuesta a dicho fenómeno.

Luego, el valor de la fuerza sísmica estática equivalente será:

$$F = S_{ik} \cdot P$$

$$P_{P,interior} = (Q_{perm} + 0.5 Q_{SCU} + 0.5 Q_{NIEVE}) \cdot L = (2.25 + 0.5 \cdot 2 + 0.5 \cdot 1) \cdot 30 = 112.5 \text{ KN}$$

$$P_{P,fachada} = (Q_{perm} + 0.5 Q_{SCU} + 0.5 Q_{NIEVE}) \cdot L = (1.125 + 0.5 \cdot 1 + 0.5 \cdot 0.5) \cdot 30 = 56.25 \text{ KN}$$

$$F_{P,interior} = S_{ik} \cdot P_{P,interior} = 0.105 \cdot 112.5 = 11.81 \text{ KN}$$

$$F_{P,fachada} = S_{ik} \cdot P_{P,fachada} = 0.105 \cdot 56.25 = 5.91 \text{ KN}$$



Tendremos estas situaciones de sismo:

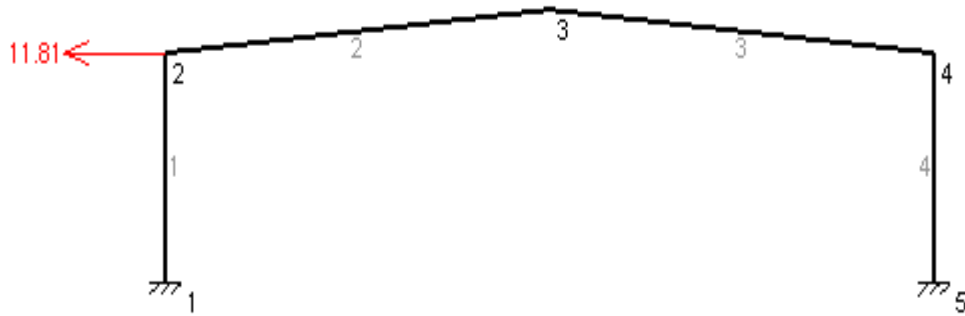


Figura 3.3.3 Situación de sismo sobre pórtico interior, S.

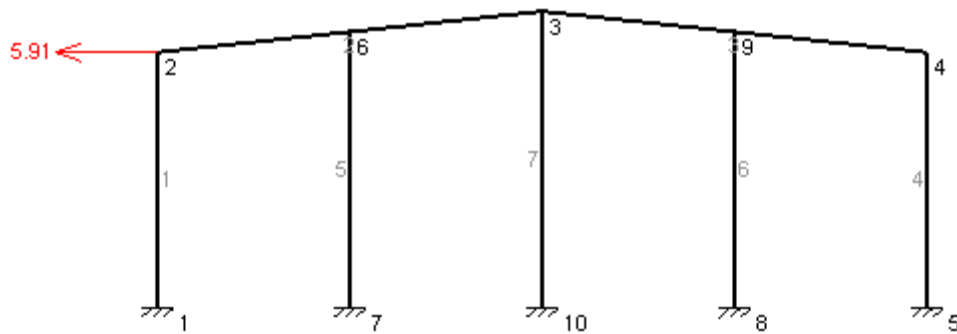


Figura 3.3.4 Situación de sismo sobre pórtico de fachada.

3.3.2. Fuego.

El efecto de la acción del fuego en situación accidental está definida en el CTE DB-SI y en el RSCIEI (Reglamento de Seguridad contra incendios en los establecimientos industriales) así como en la EAE y en el EC-3.

La resistencia al fuego exigible se determina en base al RSCIEI y el CTE (según uso) y la comprobación de la seguridad se realiza de acuerdo con el CTE, determinando las propiedades de los materiales y la resistencia.



3.3.3 Impacto.

Las acciones sobre un edificio causadas por un impacto dependen de la masa, de la geometría y de la velocidad del cuerpo impactante, así como de la capacidad de deformación y de amortiguamiento tanto del cuerpo como del elemento contra el que impacta. Quedan recogidas en el CTE DB SE-AE.4.3, dentro del apartado acciones accidentales.

Salvo que se adoptaran medidas de protección, cuya eficacia debe verificarse, con el fin de disminuir la probabilidad de ocurrencia de un impacto o de atenuar sus consecuencias en caso de producirse, los elementos resistentes afectados por un impacto deben dimensionarse teniendo en cuenta las acciones debidas al mismo, con el fin de alcanzar una seguridad estructural adecuada.

El impacto desde el interior debe considerarse en todas las zonas cuyo uso suponga la circulación de vehículos. En este caso se corresponderá con el posible impacto de una carretilla de mantenimiento cargada.

En el CTE DB SE-AE.4.3 se establece: *“...En zonas en las que se prevea la circulación de carretillas elevadoras, el valor de cálculo A_d de la fuerza estática equivalente debida a su impacto será igual a cinco veces el peso máximo autorizado de la carretilla. Se aplicará sobre una superficie rectangular de 0.4 m de altura y una anchura de 1.5 m, o la anchura del elemento si es menor, y a una altura dependiente de la forma de la carretilla; en ausencia de información específica se supondrá una altura de 0.75 m por encima del nivel de rodadura.”*

Al desconocer el medio de utilización, consideraremos una carretilla de tipo FL2 normalizada en la parte 1.1 del EC1, de características mostradas en la siguiente imagen.

Class of Forklift	Net weight [kN]	Hoisting load [kN]	Width of axle a [m]	Overall width b [m]	Overall length l [m]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10

Figura 3.3.5 Tabla 6.5 de la parte 1.1 del EC1. Características de carretillas.

La carretilla seleccionada es capaz de transportar 15 KN, y de la tabla anteriormente comentada se puede obtener el Peso máximo autorizado (PMA) = Peso de la carretilla + Capacidad de carga.

$$PMA = 31 + 15 = 46 \text{ KN.}$$



La carga a considerar para esta acción accidental (A_d) será, según lo establecido en el CTE DB SE:

$$A_d = I_{Mac} = 5 * PMA = 5 * 46 = 230 \text{ KN.}$$

Aplicada sobre el pilar de un pórtico interior, en la dirección probable de choque de la carretilla y a una altura de 0.75 m del suelo, al no conocerse la casa comercial de la misma.



4. COMBINACIÓN DE ACCIONES A CONSIDERAR.

Una vez calculadas todas las cargas que van a influir en el dimensionado de la nave, se procede a estudiar cómo se deben considerar combinadas todas ellas para garantizar el cumplimiento de las diferentes exigencias básicas fijadas por el CTE, tanto la SE1: Resistencia y Estabilidad, como la SE2: Aptitud al servicio.

4.1 RESISTENCIA Y ESTABILIDAD.

A efectos de la verificación de la exigencia SE1, es decir cuando se vaya a determinar el cumplimiento de los requisitos de Resistencia de las barras, se deben considerar las combinaciones de acciones en Situaciones persistentes o transitorias, mediante la expresión:

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

Los coeficientes parciales de seguridad a utilizar son los que aparecen en la tabla 4.1 del CTE DB SE, y que se resumen a continuación.

Tabla 4.1.1 Coeficientes parciales de seguridad (Resistencia).

Acción	Favorable	Desfavorable
G (Ptes)	0.8	1.35
Q (Vbles)	0	1.5

Los coeficientes de combinación (Ψ_0) para las acciones variables, se obtienen de la tabla 4.2 del CTE DB SE, que para las acciones del presente cálculo son:

Tabla 4.1.2 Coeficientes de combinación de acciones variables.

Acción	Uso (Q)	Viento (V)	Nieve (N)
Ψ_0	No combina	0.6	0.5

Con estos criterios se montan las combinaciones para la verificación de los E.L.U., considerando las acciones permanentes y variables como favorables y desfavorables y diferentes acciones variables como principales, o de acompañamiento. Destacar dos cuestiones a la hora de realizar la combinatoria:

- La sobrecarga de uso (Q) no puede aparecer combinada con ninguna otra acción variable.



- Las acciones de viento interior (VIP o VIS) solo pueden aparecer cuando lo hagan alguna de las combinaciones de viento (V1-V8), y siguiendo ambas el mismo rol (principal o de acompañamiento).

Debido a la aparición de 4 acciones accidentales, como son la presión y succión e impacto (IM1 e IM2), se deben montar las combinaciones correspondientes a situaciones accidentales o extraordinarias, mediante la expresión:

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

Las acciones accidentales de viento deben aparecer siempre acompañadas del viento exterior, actuando ambas como acción accidental.

Tabla 4.1.3 Coeficientes de simultaneidad de acciones variables.

Acción	Uso (Q)	Viento (V)	Nieve (N)
Ψ_1	0	0.5	0.2
Ψ_2	0	0	0

Al existir la acción accidental sísmica, todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente, realizando la combinación de acciones sísmica:

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

Se seleccionaran las combinaciones más desfavorables, de todas las posibles, para el dimensionado de la nave industrial, estas combinaciones elegidas como las más desfavorables a priori son:

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$0.8 \cdot G + 1.5 \cdot V5 + 1.5 \cdot VIP$$

$$1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot N1 + 1.5 \cdot (VF1 + VIS)$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot N1 + 0.6 \cdot 1.5 \cdot (VF1 + VIS)$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot (VL + VIP)$$

$$0.8 \cdot G + 1.5 \cdot (VF1 + VIS)$$

$$0.8 \cdot G + 1.5 \cdot (VF1 + VIP)$$

$$1.35 \cdot G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot N1 + 1.5 \cdot (VF1 + VIP)$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot (VF1 + VIS)$$



Entre estas no hay ninguna combinación accidental, ya que por sus características y los coeficientes de las combinaciones, hacen que no sean las más desfavorables para la estructura, y por tanto no son acciones dimensionantes.

4.2 APTITUD AL SERVICIO.

A efectos de comprobación de la exigencia SE2: Aptitud al servicio, fijada en la parte I del código técnico de la edificación, se deben considerar distintos tipos de combinaciones, en función del criterio que se vaya a verificar en cada caso.

En el dimensionado de los diferentes elementos que forman parte de la estructura, se deben considerar las combinaciones características, sin la presencia de las acciones permanentes (G), para considerar las flechas activas, en la evaluación del criterio de integridad y las combinaciones casi permanentes, para la comprobación del criterio de apariencia. Las acciones accidentales no se consideran en la verificación de la exigencia de aptitud al servicio, por tanto las acciones a combinar son: G, Q, N1, N2, N3, V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7, VIP y VIS.

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Las acciones más desfavorables para esta combinación son las siguientes:

$$1 \cdot V1 + 1 \cdot VIP + 0.5 \cdot N2$$

$$1 \cdot V1 + 1 \cdot VIP + 0.5 \cdot N1$$

$$1 \cdot Q$$

$$1 \cdot V5 + 1 \cdot VIP$$

$$1 \cdot VF (P1) + 1 \cdot VIS$$

$$1 \cdot VF1 + 1 \cdot VIP$$

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



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

Como los coeficientes de simultaneidad Ψ_2 de las acciones variables presentes en este proyecto son iguales a 0, solo existe una posible combinación para la verificación del criterio de apariencia, que es:

$$ELSa = 1 * G$$

4.3 SEGURIDAD AL VUELCO.

Para la comprobación del E.L.U. de equilibrio de las zapatas se deben considerar una serie de combinaciones según lo establecido en el CTE DB SE.4.2.2., que para situaciones permanentes o transitorias debe ser de la forma:

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

Según la tabla 2.1 del CTE DB SE-C, los coeficientes de seguridad de las acciones (γ_F) a utilizar en la expresión de combinación (γ_G y γ_Q) son siempre iguales a la unidad y los valores Ψ_0 son los mostrados en la tabla.

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0

Figura 4.3.1 Coeficientes de seguridad parciales para el cálculo de cimentaciones según la tabla 2.1 del CTE DB SE-C.



Los efectos de las acciones sobre los puntos de vuelco (momentos estabilizantes o desestabilizantes) son multiplicados por los coeficientes γ_E , que son 0.9 si el efecto es estabilizante o 1.8 si el efecto es desestabilizante.

Las combinaciones más desfavorables para este apartado son:

$$1 \cdot G + 1 \cdot N3$$

$$1 \cdot G + 0.5 \cdot N1 + 1 \cdot (VF1 + VIS)$$

$$1 \cdot G + 1 \cdot (VF1 + VIS)$$

$$1 \cdot G + 1 \cdot (VL + VIP)$$

4.4 AGOTAMIENTO DEL TERRENO.

Para la comprobación de la carga unitaria sobre el terreno se deben verificar todas las combinaciones en situación persistente o transitoria, con los coeficientes de seguridad parciales de las acciones establecidos en el CTE DB SE-C, que tal y como se muestra en la siguiente figura son siempre iguales a la unidad.

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

Los coeficientes y combinaciones son idénticos a los considerados en el vuelco de las zapatas, por lo que se obtienen las mismas combinaciones.

Las combinaciones más desfavorables para la combinación de agotamiento del terreno son:

$$1 \cdot P + 1 \cdot G + 0.5 \cdot N1 + 1 \cdot (V1 + VIS)$$

$$1 \cdot P + 1 \cdot G + 0.5 \cdot N1 + 1 \cdot (VF1 + VIS)$$

ESCUELA DE INGENIERIA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS E
INGENIERIA DE MINAS. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE CARTAGENA.



3. Pórtico interior.



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA
DE CARTAGENA



E.T.S. de Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos y
de Ingeniería de Minas
Universidad Politécnica
de Cartagena



5. PÓRTICO INTERIOR.

5.1 DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS.

Una vez definida la geometría de los pórticos interiores, los materiales y secciones a considerar, las acciones actuantes sobre los mismos y las combinaciones de las mismas a realizar, obtenemos los esfuerzos y deformaciones para los elementos del pórtico interior mediante el empleo del programa de análisis de estructuras MEFI.

Introducimos los elementos del pórtico interior y obtenemos las solicitaciones a los que se ve sometida nuestra estructura.

- Deformaciones de nudos.
- Esfuerzos de las barras.
- Reacciones de los nudos.

En cada cálculo destacaremos las combinaciones y esfuerzo que resulten determinantes para el dimensionamiento de la estructura.

El perfil de partida utilizado es el HEA 300.

PERFIL HEA 300.

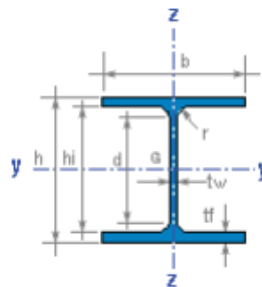


Tabla 5.1.1 Propiedades HEA 300.

$h = 290 \text{ mm}$	$r = 27 \text{ mm}$
$b = 300 \text{ mm}$	$d = 208 \text{ mm}$
$t_w = 8.5 \text{ mm}$	$h_i = 262 \text{ mm}$
$t_f = 14 \text{ mm}$	
$A = 112.5 \text{ cm}^2$	$M = 88.3 \text{ kg/m}$
$I_y = 18270 \text{ cm}^4$	$I_z = 6310 \text{ cm}^4$
$W_y = 1260 \text{ cm}^3$	$W_z = 420.6 \text{ cm}^3$
$W_{ply} = 1390 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 641.2 \text{ cm}^3$



$i_y = 12.8 \text{ cm}$	$i_z = 7.5 \text{ cm}$
$I_t = 87.8 \text{ cm}^4$	$I_w = 1201593 \text{ cm}^6$
$S_y = 692 \text{ cm}^3$	$A_{vz} = 37.3 \text{ cm}^2$
$S_y = 26.4 \text{ cm}$	
$AL = 1.717 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 19.43 \text{ m}^2/\text{t}$

5.2 DIMENSIONADO DE LOS PILARES.

5.2.1. ELS Deformación.

En el cálculo del estado límite de servicio de deformación del pilar se van a comprobar los criterios de Integridad y de Apariencia, interpretando que en este tipo de edificaciones el confort de los usuarios no se ve afectado.

5.2.2.1 Criterio de Integridad.

Cuando se considera la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome es menor de:

- Desplome total: 1/500 de la altura del edificio.
- Desplome local: 1/250 de la altura de la planta.

En nuestro caso el desplome a comprobar es de 1/250, debido a que nuestra nave solo tiene una planta. Las combinaciones a comprobar son todas las características, es decir:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Las combinaciones que provocan mayor flecha en las cabezas de los pilares es la siguiente:

$$ELS=1 \cdot V1+1 \cdot VIP+0.5 \cdot N1$$

pun	desX	desY	girZ	reaX	reaY	momZ
1	0.0000e+00	0.0000e+00	0.0000e+00	-2.6501e+01	-7.5323e+00	8.3833e+01
2	2.1865e-02	3.4536e-05	-1.6534e-03			
3	1.8103e-02	3.6820e-02	2.8882e-03			
4	1.4335e-02	9.0797e-05	-4.7526e-03			
5	0.0000e+00	0.0000e+00	0.0000e+00	-3.6545e+00	-1.9803e+01	2.1048e+01

Figura 5.2.1 Desplome en cabeza del pilar. Integridad.



ELS=1·V1+1·VIP+0.5·N2

pun	desX	desY	girZ	reaX	reaY	momZ
1	0.0000e+00	0.0000e+00	0.0000e+00	-2.7904e+01	-8.2771e+00	8.9032e+01
2	2.3246e-02	3.7951e-05	-1.7124e-03			
3	1.9057e-02	4.0994e-02	3.1566e-03			
4	1.4862e-02	1.0171e-04	-5.1601e-03			
5	0.0000e+00	0.0000e+00	0.0000e+00	-2.5799e+00	-2.2183e+01	1.9276e+01

Figura 5.2.2 Desplome en cabeza del pilar. Integridad.

La deformación máxima en la cabeza de los pilares se dan en la combinación ELS=1·V1+1·VIP+0.5·N2 en la cabeza del pilar izquierdo, con un valor de 0.023246 m.

Se adopta como criterio de comprobación que el desplome relativo activo máximo sea de 1/250:

$$\delta_r = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{250} \rightarrow \frac{0.023246}{7} = 3.321 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3}$$

El perfil HEA 300 cumple el criterio de integridad del E.L.S Deformación.

5.2.1.2 Criterio de Apariencia.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente:

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

El desplome relativo es menor que 1/250. Para las acciones variables en estudio, el coeficiente de combinación vale 0, por tanto únicamente es válida la combinación de cargas permanentes ELS = 1·G. Siendo los resultados obtenidos en MEFI los siguientes:

pun	desX	desY	girZ	reaX	reaY	momZ
1	0.0000e+00	0.0000e+00	0.0000e+00	1.9947e+01	2.5000e+01	-5.6168e+01
2	-6.9019e-03	-1.1463e-04	-2.7958e-03			
3	0.0000e+00	-6.7437e-02	0.0000e+00			
4	6.9019e-03	-1.1463e-04	2.7958e-03			

Figura 5.2.3 Desplome en cabeza de pilares. Apariencia.



La comprobación de apariencia es similar a la realizada anteriormente, y con valores de desplome inferiores por tanto, el perfil también cumplirá.

$$\delta_r = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{250} \rightarrow \frac{0.0069019}{7} = 9.8598 \cdot 10^{-4} < 4 \cdot 10^{-3}$$

5.2.2 ELU Resistencia.

En el cálculo de este estado límite último se comprobará que en ninguna sección de la barra se sobrepasa la tensión máxima del material. Al ser el axil constante, se debe usar el punto de máximo momento positivo y negativo para realizar la comprobación en ese punto.

Tanto la comprobación de resistencia como la de pandeo se deben realizar para las combinaciones que tengan unos mayores valores de momento, combinados con axiles elevados.

ELU = 1.35·G + 1.5·Q (máxima presión exterior)

lín	punIni	punFin	axiIni	axiFin	axiMáx	xAxíMáx	xAxíNu]
			corIni	corFin	corMáx	xCorMáx	xCorNu]
			fleIni	fleFin	fleMáx	xFleMáx	xFleNu]
			desIni	desFin	desMáx	xDesMáx	
1	1	2	-7.1250e+01	-7.1250e+01			
			-5.6849e+01	-5.6849e+01			
			1.6008e+02	-2.3786e+02			2.8159e+00
			0.0000e+00	1.9670e-02	2.4764e-02	5.6000e+00	

Figura 5.2.4 Esfuerzos más desfavorables en pilares.

ELU = 0.8·G + 1.5·V5 + 1.5·VIP (máxima succión exterior)

lín	punIni	punFin	axiIni	axiFin	axiMáx	xAxíMáx	xAxíNu]
			corIni	corFin	corMáx	xCorMáx	xCorNu]
			fleIni	fleFin	fleMáx	xFleMáx	xFleNu]
			desIni	desFin	desMáx	xDesMáx	
1	1	2	3.6848e+01	3.6848e+01			
			3.9160e+00	4.2130e+01			
			-4.3527e+01	1.1763e+02			3.3399e+00
			0.0000e+00	-8.6751e-03	-1.0183e-02	5.9500e+00	

Figura 5.2.5 Esfuerzos más desfavorables en pilares.



La combinación más desfavorable es $ELU = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$, que tiene peor valor de momento con el mayor valor de axil de todas las combinaciones, por tanto, las comprobaciones de resistencia y pandeo se realizarán en esta combinación.

Tabla 5.2.1 Esfuerzos del pilar en la combinación ELU.

	Inicio barra	Final barra
M_{Ed} (kN·m)	-237.86	160.08
N_{Ed} (kN)	-71.25	-71.25
V_{Ed} (kN)	-56.849	-56.849

El diagrama de momentos flectores para la combinación es el mostrado en la siguiente figura. Al tratarse de una combinación de cargas simétrica es indiferente calcular el pilar izquierdo o el derecho, en mi caso voy a elegir el pilar izquierdo.

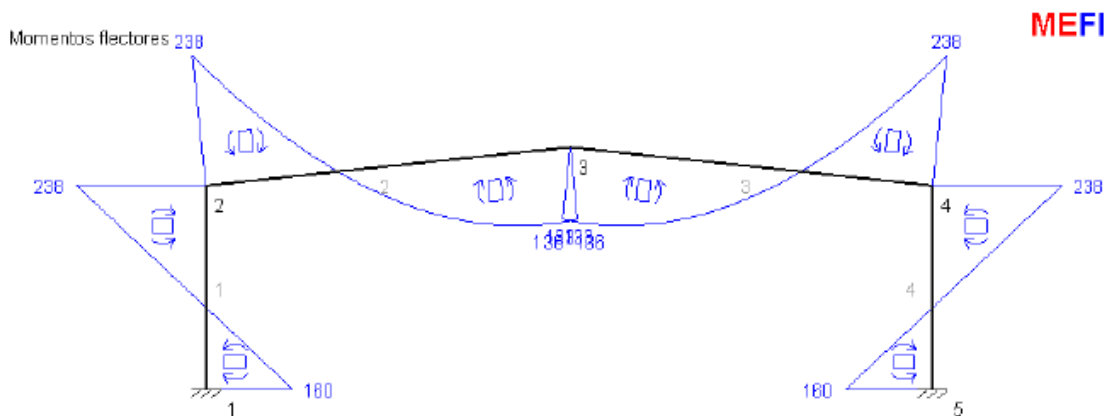


Figura 5.2.6 Diagrama de momentos combinación ELU.

5.2.2.1 Interacción del cortante.

Deberemos tener en cuenta la interacción del cortante siempre que $V_{Ed} > 0.5V_{c,Rd}$.

En este caso para un HEA 300 y con el cortante de la hipótesis seleccionada $V_{Ed}=56.849\text{KN}$:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_{v,z} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 3730 \cdot \frac{261.9}{\sqrt{3}} = 564 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}=56.849\text{KN} < 0.5V_{c,Rd} = 282 \text{ kN}$$



5.2.2.2. Comprobación a flexión compuesta sin cortante:

El perfil seleccionado bajo la acción de un momento flector y un axil, para un acero S275, tiene comportamiento en clase 2.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 1 y 2}$$

Donde:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 1390 \cdot 10^3 \cdot 261.9 = 364041000 \text{ N}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 11250 \cdot 261.9 = 2946375 \text{ N}$$

$$N_{Ed} = -71.25 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 160.08 \text{ KNm}$$

$$\frac{71.25 \cdot 10^3}{2946375} + \frac{160.08 \cdot 10^6}{364041000} = 0.464 < 1$$

El perfil elegido (HEA 300) cumple esta condición por lo cual no es necesario refuerzo en los extremos del pilar.

5.2.3. ELU Pandeo.

En esta verificación se debe comprobar que el pilar no supera la tensión crítica de pandeo en ninguno de los planos fundamentales de trabajo, el plano del pórtico (XZ) y el plano perpendicular (YZ).

La comprobación se llevará a cabo con las siguientes fórmulas:

Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, solo en piezas susceptibles de pandeo por torsión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$



Se deben calcular los coeficientes de reducción por pandeo χ en ambos planos y posteriormente realizar la comprobación más desfavorable en el pilar (como el axil es constante el punto será el de mayor momento), la combinación de cargas será la misma que la del apartado anterior.

5.2.3.1. Coeficientes de reducción por pandeo.

Primero calcularemos los coeficientes β de pandeo para determinar el valor de las esbelteces mecánicas λ y después los coeficientes de reducción por pandeo χ .

Estos valores se deben calcular en dos planos en los que la pieza es susceptible de pandear. Tal y como indica la norma, las características geométricas de los perfiles a tomar serán los correspondientes al plano perpendicular al de pandeo estudiado.

5.2.3.1.1. Plano del pórtico XZ.

Para el cálculo en el plano del pórtico (XZ) se deben considerar las características del perfil correspondiente al plano perpendicular, en el caso que nos abarca correspondientes al plano y del perfil.

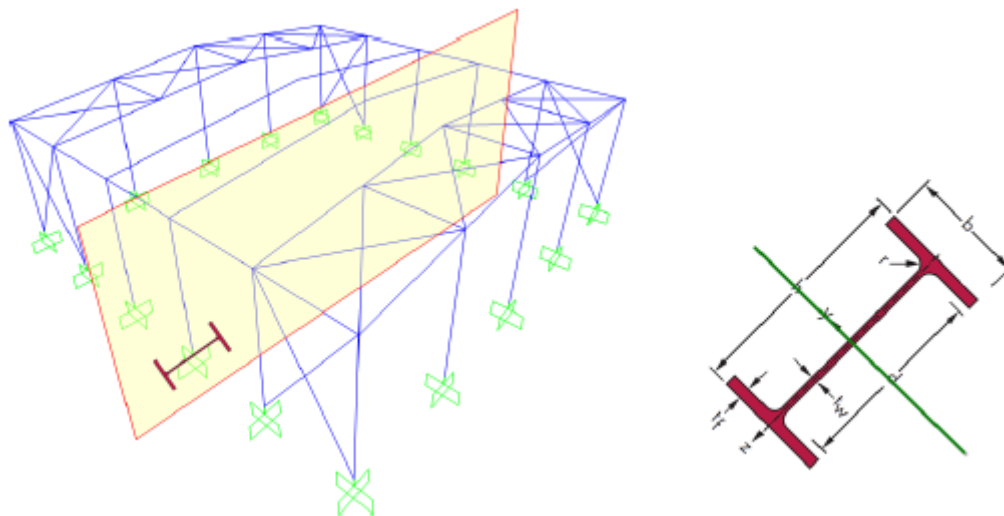


Figura 5.2.7 Eje del perfil "y" para la verificación de pandeo XZ.

Las condiciones de sustentación del pilar en este plano no corresponden con ninguno de los casos canónicos, está empotrada en base, pero se desconoce su configuración exacta en la cabeza.



Tabla 5.2.2 Propiedades del HEA 300.

$A = 112.5 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$
$I_y = 18270 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
$W_y = 1260 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$i_y = 128 \text{ mm}$
$i_z = 75 \text{ mm}$
$A_{vz} = 3730 \text{ mm}^2$

Para calcular el coeficiente β de pandeo del pilar se opta por emplear el método establecido en el CTE DB SE-A.6.3.2.5.3. En este se requiere calcular los coeficientes de distribución (η) en la base y en la cabeza del pilar, así como la traslacionalidad o intraslacionalidad del plano de trabajo, por lo que:

$$\beta = \beta(\eta_1, \eta_2, GT)$$

Como la base del pilar se encuentra empotrada $\eta_2 = 0$.

El coeficiente de distribución η_1 se obtiene de la siguiente manera:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_i}{K_c + K_i + K_{ii} + K_{ij}}$$

siendo:

K_c coeficiente de rigidez EI/L del tramo de pilar analizado;

K_i coeficiente de rigidez EI/L del siguiente tramo de pilar en el nudo i , nulo caso de no existir;

K_{ij} coeficiente de rigidez eficaz de la viga en el nudo i , y posición j .

Y según la figura 6.5 del CTE DB SE-A.

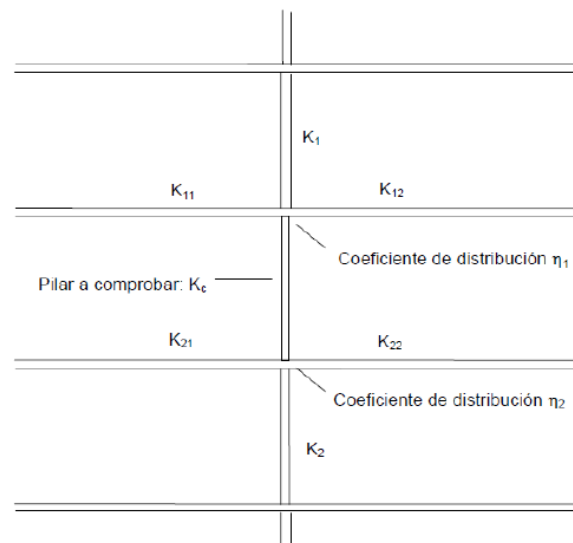


Figura 5.2.8 Figura 6.5 del CTE DB SE-A.

En nuestro caso al no existir pilar superior ni viga a la izquierda, la expresión anterior se puede reducir a:

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{12}}$$

$$K_c = E \cdot I / h; \quad K_{12} = \Psi \cdot E \cdot I / L;$$

Ψ : Coeficiente que tiene en cuenta el modo de pandeo.

Considerando que el perfil empleado en pilar y jácena es idéntico, se puede simplificar en:

$$\eta_1 = \frac{E \cdot \frac{I}{h}}{E \cdot \frac{I}{h} + \Psi \cdot E \cdot \frac{I}{L}} = \frac{L}{L + \Psi \cdot h}$$

El modo de pandeo a considerar debe de ser el más desfavorable y será el de menos carga crítica, dependiendo de la geometría del pórtico, de las rigideces de las barras y de las hipótesis de carga.

Como el modo de pandeo es diferente para cada estado de carga y a priori no se puede determinar cual afecta a cada una de ellas, se opta por realizar el cálculo para ambas situaciones y seleccionar la peor de los cálculos, quedando así de lado de la seguridad.



Para un modo de pandeo intraslacional, $\Psi = 0.5$:

$$\eta_{1,int} = \frac{L}{L + \Psi h} = \frac{30}{30 + 0.5 \cdot 7} = 0.896$$

Conocidos los valores de los coeficientes de distribución y considerando que el plano XZ del pórtico es intraslacional, se determina el valor de β mediante la expresión del CTE DB SE-A 6.3.2.5:

$$\beta_{int} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} = \frac{1 + 0.145(0.896 + 0) - 0.265 \cdot 0.896 \cdot 0}{2 - 0.364(0.896 + 0) - 0.247 \cdot 0.896 \cdot 0} = 0.82$$

Y para un modo de pandeo traslacional, $\Psi = 1.5$:

$$\eta_{1,int} = \frac{L}{L + \Psi h} = \frac{30}{30 + 1.5 \cdot 7} = 0.741$$

Conocidos los valores de los coeficientes de distribución y considerando que el plano XZ del pórtico es traslacional, se determina el valor de β_y , mediante la expresión del CTE DB SE-A 6.3.2.5:

$$\beta_t = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6\eta_1\eta_2}} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(0.741 + 0) - 0.12 \cdot 0.741 \cdot 0}{1 - 0.8(0.741 + 0) + 0.6 \cdot 0.741 \cdot 0}} = 1.446$$

Por lo que el coeficiente de pandeo que utilizaremos será β_t .

Se realiza el cálculo de la esbeltez del pilar en el plano XZ.

$$\beta_y = 1.446 \rightarrow L_{ky} = \beta_y \cdot h = 1.446 \cdot 7 = 10.122 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{10.122}{0.128} = 79.1$$

Se calcula la esbeltez límite del acero S275JR, para obtener la esbeltez reducida en el plano, comprobando que es menor que el valor establecido en la norma:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210000}{275}} = 86.815$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{lim}} = \frac{79.1}{86.815} = 0.911 < 2$$



Una vez hemos calculado la esbeltez, se debe obtener el valor de las curvas de pandeo, según las tablas 6.2 y 6.3 del CTE DB SE-A.

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

Figura 5.2.9 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coefficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85

Figura 5.2.10 Coeficientes de imperfección α , según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Obteniéndose que el coeficiente de imperfección para el eje de pandeo y, con la curva de pandeo b, se determina que el coeficiente de imperfección $\alpha = 0.34$.

Con todos estos datos se calcula el valor de ϕ_y y el coeficiente de reducción por pandeo χ_y :

$$\phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0.5 [1 + 0.34 (0.911 - 0.2) + 0.911^2] = 1.04$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1.04 + \sqrt{1.04^2 - 0.911^2}} = 0.649 < 1$$



5.2.3.1.2 Plano perpendicular al pórtico YZ.

En el plano YZ, perpendicular al pórtico, es más sencillo determinar el coeficiente de reducción por pandeo, debido al sistema de viga perimetral y arriostramiento de fachada lateral (Cruz de San Andrés), considerando así el pilar empotrado en la base y apoyado en la cabeza, siendo un sistema intraslacional con $\beta_z = 0.7$.

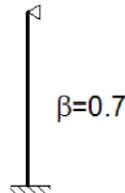


Figura 5.2.11 Coeficiente de pandeo en el plano YZ.

Siendo la esbeltez del pilar en el plano YZ:

$$\beta_z = 0.7 \rightarrow L = \beta_z \cdot h = 0.7 \cdot 7 = 4.9 \text{ m.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{4900}{75} = 65.33$$

Dividiendo la esbeltez por la obtenida en apartados anteriores se calcula la esbeltez reducida, teniendo que comprobar que esta es menor que 2:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{lim}} = \frac{65.33}{86.815} = 0.7525 < 2$$

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

Figura 5.2.12 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.



Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a ₀	a	b	c	d
Coefficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
≤ 0,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85

Figura 5.2.13 Coeficientes de imperfección α, según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Como se observa en la figura, para el eje de pandeo z, se debe considerar la curva de pandeo c y por tanto el coeficiente de imperfección α = 0.49.

Con todos estos datos vamos a calcular el valor de φ_z y el coeficiente de reducción por pandeo χ_z:

$$\phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0.5 [1 + 0.49 (0.7525 - 0.2) + 0.7525^2] = 0.918$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.918 + \sqrt{0.918^2 - 0.7525^2}} = 0.693 < 1$$

5.2.3.2 Cálculo de coeficientes y comprobación de ELU.

La comprobación se llevará a cabo con las fórmulas siguientes:

Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, sólo en piezas susceptibles de pandeo por torsión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Empezamos calculando el factor de reducción χ_{LT}:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$



donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right]$$

Elemento	Límites	Curva de pandeo	α_{LT}
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Figura 5.2.14 Tabla 6.6 Factor de imperfección α_{LT} .

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

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2}$$

$$M_{LTv} = C_1 \frac{\pi}{L_C} \sqrt{G I_T E I_z}$$

$$M_{LTw} = W_{ely} \frac{\pi^2 E}{L_C^2} C_1 i_{f,z}^2$$

$$\psi = \frac{-237,86}{160,08} = -1,203$$



Condiciones de apoyo y tipo de sollicitación	Diagrama de momentos flectores	C ₁
	 Ψ=+1	1
	 Ψ=+3/4	1,14
	 Ψ=+1/2	1,32
	 Ψ=+1/4	1,56
	 Ψ=0	1,88
	 Ψ=-1/4	2,28
	 Ψ=-1/2	2,7
	 Ψ=-3/4	2,93
	 Ψ=-1	2,75

Figura 5.2.15 Tabla 6.7 Valor del factor C₁ correspondiente a los valores del factor k_φ.

$$M_{LTV} = 2.75 \cdot \frac{\Pi}{7000} \cdot \sqrt{81000 \cdot 210000 \cdot 0.631 \cdot 10^6 \cdot 0.878 \cdot 10^6} = 119.81 \text{ kNm}$$

$$M_{LTW} = 1260 \cdot 10^3 \cdot \frac{\Pi^2 \cdot 210000}{7000^2} \cdot 2.75 \cdot 82.8^2 = 1004.82 \text{ kNm}$$

$$I_{fz} = \frac{8.5^3 \cdot 139.5}{3 \cdot 12} + \frac{300^3 \cdot 14}{12} = 31.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = 14 \cdot 300 + 8.5 \cdot \frac{139.5}{3} = 4595.25 \text{ mm}^2$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{31.5 \cdot 10^6}{4595.25}} = 82.8 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$M_{CR} = \sqrt{119.81^2 + 1004.82^2} = 1011.94 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1390 \cdot 10^3 \cdot 2.75}{1011.94 \cdot 10^6}} = 0.615$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.615 - 0.2) + 0.615^2] = 0.732$$



$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.732 + \sqrt{0.732^2 - 0.615^2}} = 0.883 < 1$$

Ahora vamos a calcular los coeficientes:

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

Figura 5.2.16 Tabla 6.9 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza.

$$k_y = 1 + 0,6 (0,911 - 0,2) \cdot \frac{71,25}{0,649 \cdot 4227,066} = 1,01$$

k_{LT} = menor de:

$$1 - \frac{0,1 \cdot 0,7525 \cdot 71,25 \cdot 10^3}{(0,9 - 0,25) 0,693 \cdot 4227,066 \cdot 10^3} = 0,997$$

$$0,6 + 0,7525 = 1,3525$$

Las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores (traslacionales) a la propia barra, debe tomarse $C_{m,y} = 0,9$ y $C_{mLT} = 0,9$.

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

Figura 5.2.17 Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.



Sustituimos en las fórmulas nombradas al principio:

$$\frac{71.25 \cdot 10^3}{0.649 \cdot 11250 \cdot 261.9} + \frac{1.01 \cdot 0.9 \cdot 160.08 \cdot 10^6}{0.883 \cdot 1260 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.537 < 1$$

$$\frac{71.25 \cdot 10^3}{0.693 \cdot 11250 \cdot 261.9} + 0.997 \frac{160.08 \cdot 10^6}{0.883 \cdot 1260 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.583 < 1$$

El perfil HEA 300 cumple las comprobaciones de pandeo.

5.3 DIMENSIONADO DE LAS VIGAS.

5.3.1 ELS Deformación.

En el cálculo del estado límite de servicio de deformación de la jácena se va a comprobar los criterios de Integridad y de Apariencia, interpretando que en este tipo de edificaciones el confort de los usuarios no es un criterio relevante.

5.3.1.1 Criterio de Integridad.

La primera comprobación que se realiza es la del criterio de integridad. De todas las combinaciones se selecciona la que genera una mayor flecha relativa en el interior de la jácena.

Analizando todas las hipótesis, se encuentra un valor de mayor carga en sentido gravitatorio, en ELS = 1·Q y la más favorable en sentido contrario es la correspondiente al ELS = 1·V5 + 1·VIP.

ELS = 1·Q

lín	punIni	punFin	axiIni	axiFin	axiMáx	xAxíMáx	xAxíNu]
			corIni	corFin	corMáx	xCorMáx	xCorNu]
			fleIni	fleFin	fleMáx	xFleMáx	xFleNu]
			desIni	desFin	desMáx	xDesMáx	
2	2	3	-2.2451e+01	-1.9838e+01			
			2.2778e+01	-2.0853e+00			1.1515e+01
			-8.3461e+01	4.6578e+01	4.7677e+01	1.1515e+01	4.5718e+00
			6.0755e-04	-6.7068e-02			

Figura 5.3.1 Esfuerzos en barra para comprobación de integridad.



$$ELS = 1 \cdot V5 + 1 \cdot VIP$$

lín	punIni	punFin	axiIni	axiFin	axiMáx	xAxíMáx	xAxíNu1
			corIni	corFin	corMáx	xCorMáx	xCorNu1
			fleIni	fleFin	fleMáx	xFleMáx	xFleNu1
			desIni	desFin	desMáx	xDesMáx	
3	3	4	3.8513e+01	4.2475e+01			
			-4.0485e+00	3.3643e+01			1.3500e+00
			-6.3048e+01	1.2293e+02	-6.5781e+01	1.3500e+00	7.9736e+00
			9.2885e-02	-8.1663e-04			

Figura 5.3.2 Esfuerzos en barra para comprobación de integridad.

Las cargas directamente aplicadas más desfavorables sobre las dos barras serán:

$$p_{d,2} = \frac{V_{Ed,i} - V_{Ed,j}}{L} = \frac{-22.78 - 2.0853}{15} = -1.657 \text{ kN/m}$$

$$p_{d,3} = \frac{V_{Ed,i} - V_{Ed,j}}{L} = \frac{4.0485 + 33.643}{15} = 2.53 \text{ kN/m}$$

La flecha máxima se dará en el segundo tramo de la jácena, en la barra 3 del modelo estructural que va del nudo 3 al nudo 4, por lo que se hará la comprobación en esta barra.

En este caso el peso propio de la estructura generaría una flecha en sentido gravitatorio que sería favorable, y debería ser descontada. Por lo que la comprobación estará del lado de la seguridad.

Se realiza la ley de momentos:

$$M_{Ed}(x) = M_{Ed,i} - V_{Ed,i} \cdot x + p_d \cdot \frac{x^2}{2} = -63.048 - 4.0485x + 2.53 \cdot \frac{x^2}{2}$$

Se debe determinar, en primer lugar, la ecuación de la elástica, a través de la ecuación de momentos mediante la ley de Navier:

$$y''(x) = -\frac{M(x)}{EI} \rightarrow y''(x) \cdot EI = M(x) = 63.048 + 4.0485x - 1.265x^2$$

$$y'(x) \cdot EI = 63.048x + 4.0485 \cdot \frac{x^2}{2} - 1.265 \cdot \frac{x^3}{3} + C_1$$

$$y(x) \cdot EI = 63.048 \cdot \frac{x^2}{2} + 4.0485 \cdot \frac{x^3}{6} - 1.265 \cdot \frac{x^4}{12} + C_1 x + C_2$$



Se aplican como condiciones de contorno que los desplazamientos en los extremos de la jácena sean nulos, pues se está calculando la flecha interior de la jácena:

$$(1) \text{ en } x = 0 \rightarrow y(0) = 0 \rightarrow C_2 = 0$$

$$(2) \text{ en } x = L = 15 \text{ m} \rightarrow y(L) = 0 \rightarrow C_1 = -268.898$$

Por lo que la ecuación de la elástica es la siguiente:

$$y(x) = \frac{1}{EI} \left(63.048 \cdot \frac{x^2}{2} + 4.0485 \cdot \frac{x^3}{6} - 1.265 \cdot \frac{x^4}{12} - 268.898 x \right)$$

Para obtener los máximos, se debe hacer $(dy(x)/dx=0)$, obteniendo la posición de los puntos singulares para posteriormente sacar los valores máximos de flecha.

$$y'(x) \cdot EI = 63.048 \cdot x + 4.0485 \cdot \frac{x^2}{2} - 1.265 \cdot \frac{x^3}{3} - 268.898 = 0$$

Los puntos singulares para $y'(x) = 0$, que se encuentran en el interior de la barra son $x_1=4.19 \text{ m}$ y $x_2=12.64 \text{ m}$, sabiendo que $E = 2.1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$ e $I_y (\text{HEA } 400) = 450.7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$, se obtienen unos valores de desplazamientos:

$$y(x_1=4.19) = -0.00588 \text{ m.}$$

$$y(x_2=12.64) = 0.0033 \text{ m.}$$

Finalmente, se comprueba que ningún valor de la flecha relativa supere el valor establecido en el CTE, que es de $1/300$.

$$f_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{2 |x_i - x_j|} < f_{r,adm} = \frac{1}{300}$$

$$f_{r,0x1} = \frac{|y(0) - y(x_1)|}{2 |0 - x_1|} = \frac{|0 - (-0.00588)|}{2 |0 - 4.19|} = 0.0007 < \frac{1}{300}$$

$$f_{r,x1x2} = \frac{|y(x_1) - y(x_2)|}{2 |x_1 - x_2|} = \frac{|-0.00588 - 0.0033|}{2 |4.19 - 12.64|} = 5.432 \cdot 10^{-4} < \frac{1}{300}$$

$$f_{r,x2L} = \frac{|y(x_2) - y(L)|}{2 |x_2 - L|} = \frac{|0.0033 - 0|}{2 |12.64 - 15|} = 0.7 \cdot 10^{-3} < \frac{1}{300}$$

Por tanto, el HEA 400 cumple el criterio de integridad asociado al estado límite de servicio de deformación.



5.3.1.2 Criterio de Apariencia.

Para el criterio de apariencia, la única combinación posible es la correspondiente a la combinación cuasi permanente 1-G. siendo esta combinación de cargas simétrica y calculándose la flecha en el primer tramo de la jácena izquierda (barra 2).

lín	punIni	punFin	axiIni	axiFin	axiMáx	xAximáx	xAxinul
			corIni	corFin	corMáx	xCorMáx	xCorNul
			fleIni	fleFin	fleMáx	xFleMáx	xFleNul
			desIni	desFin	desMáx	xDesMáx	
2	2	3	-2.2451e+01	-1.9838e+01			
			2.2778e+01	-2.0853e+00			1.1515e+01
			-8.3461e+01	4.6578e+01	4.7677e+01	1.1515e+01	4.5718e+00
			6.0755e-04	-6.7068e-02			

Figura 5.3.3 Combinación de cálculo para la comprobación de apariencia.

El valor establecido en el CTE, para este criterio es de 1/300, el mismo que para el criterio de integridad. Nuestro perfil cumplirá el criterio de apariencia, ya que en el criterio de integridad se ha demostrado que el perfil seleccionado aguanta una mayor carga, que el que se solicita en la presente comprobación.

5.3.2 ELU Resistencia.

En el cálculo de este estado límite último se comprobará que en ninguna sección de la barra se sobrepasa la tensión máxima del material, al ser el axil prácticamente constante, se deberá buscar el punto de máximo momento positivo y negativo para realizar la comprobación en ese punto. Se permite el uso de refuerzos en zonas iniciales y finales del elemento, con una limitación de 2 metros.

Se selecciona, de todas las combinaciones de ELU, aquellas que tienen unos esfuerzos mayores, para calcular la que se considera más desfavorable.

$$ELU = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

lín	punIni	punFin	axiIni	axiFin	axiMáx	xAximáx	xAxinul
			corIni	corFin	corMáx	xCorMáx	xCorNul
			fleIni	fleFin	fleMáx	xFleMáx	xFleNul
			desIni	desFin	desMáx	xDesMáx	
2	2	3	-6.3986e+01	-5.6538e+01			
			6.4916e+01	-5.9432e+00			1.1515e+01
			-2.3786e+02	1.3275e+02	1.3588e+02	1.1515e+01	4.5718e+00
			1.7315e-03	-1.9114e-01			

Figura 5.3.4 Esfuerzos más desfavorables en jácenas.



$$ELU = 0.8 \cdot G + 1.5 \cdot V5 + 1.5 \cdot VIP$$

lín	punIni	punFin	axiIni	axiFin	axiMáx	xAximáx	xAxinul
			corIni	corFin	corMáx	xCorMáx	xCorNul
			fleIni	fleFin	fleMáx	xFleMáx	xFleNul
			desIni	desFin	desMáx	xDesMáx	
2	2	3	4.5860e+01	4.2007e+01			
			-3.2230e+01	4.4158e+00		1.1054e+01	
			1.1772e+02	-5.7075e+01	-6.0419e+01	1.1054e+01	4.6166e+00
			-3.6396e-02	3.3210e+00			

Figura 5.3.5 Esfuerzos más desfavorables en jácenas.

La combinación más desfavorable es $ELU = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$, que tiene los peores valores de momento con el mayor valor de axil de todas las combinaciones, por tanto las comprobaciones de resistencia y pandeo se realizarán para esta combinación.

Tabla 5.3.1 Esfuerzos en la jácena.

	Inicio barra	Final barra
M_{Ed} (kN·m)	-237.86	132.75
N_{Ed} (kN)	-63.986	-56.538
V_{Ed} (kN)	-64.916	5.9432

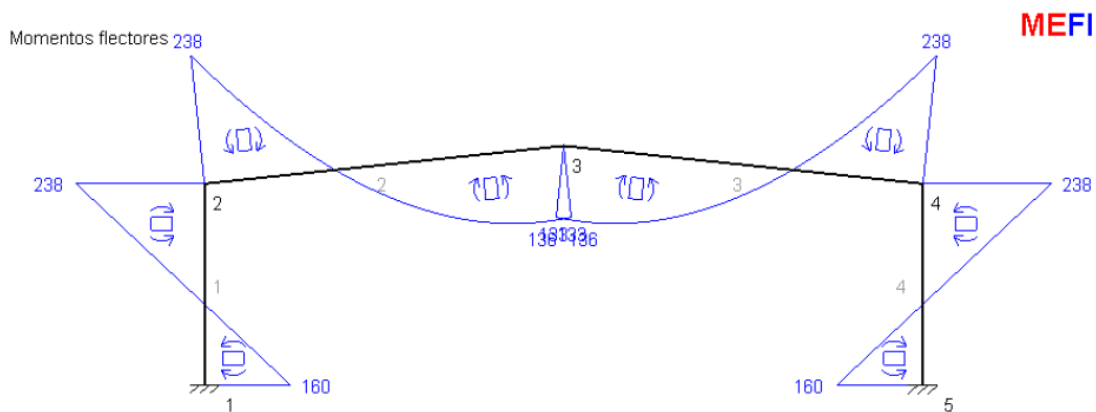


Figura 5.3.6 Diagramas de momentos en ELU.

5.3.2.1 Interacción del cortante.

Deberemos tener en cuenta la interacción del cortante siempre que $V_{Ed} > 0.5V_{C,Rd}$.

En este caso para un HEA 400 y con el cortante de la hipótesis seleccionada $V_{Ed} = -64.916 \text{ kN}$:

$$V_{C,Rd} = V_{pl,Rd} = A_{v,z} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 5734 \cdot \frac{261.9}{\sqrt{3}} = 867 \text{ kN}$$



$$V_{Ed} = 64.916 \text{ kN} < 0.5V_{c,Rd} = 433.5 \text{ kN}$$

Por lo que no hay interacción del esfuerzo cortante.

5.3.2.2 Comprobación a flexión compuesta sin cortante.

El perfil seleccionado bajo la acción de un momento flector y un axil, para un acero S275, tiene comportamiento en clase 2.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{zEd}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 1 y 2}$$

Donde:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 2562 \cdot 10^3 \cdot 261.9 = 670987800 \text{ Nm}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 15900 \cdot 261.9 = 4164210 \text{ N}$$

$$N_{Ed} = -63.986 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 234.86 \text{ kNm}$$

$$\frac{63.986 \cdot 10^3}{4164210} + \frac{234.86 \cdot 10^6}{670987800} = 0.365 < 1$$

El perfil elegido (HEA 400) cumple esta condición por lo cual no es necesario refuerzo en los extremos del pilar.

5.3.3 ELU Pandeo.

La combinación más desfavorable para esta combinación es la misma que para ELU Resistencia.

5.3.3.1 Coeficientes de reducción por pandeo.

Primero calcularemos los coeficientes β de pandeo para la determinación del valor de las esbelteces mecánicas y por último, los coeficientes de reducción por pandeo. En este caso, no será necesario calcular el coeficiente de reducción por pandeo lateral χ_{LT} .



Los valores de los coeficientes de reducción por pandeo deben de calcularse en cada uno de los planos del pórtico en los que la pieza puede pandear, debido a que las condiciones de sustentación y la geometría son distintas.

5.3.3.1.1 Plano del pórtico XZ.

En este plano, las condiciones de sustentación son de empotramiento elástico en ambos extremos debido a los pilares.

No hay posibilidad de movimiento relativo vertical entre apoyos dado que los pilares lo impiden. Se considera que ambos apoyos están articulados, por lo cual $\beta = 1$.

Además a efecto de pandeo, se consideran las dos jácenas como un elemento único. Con todas estas consideraciones, los parámetros del pandeo considerados en el plano XZ son:

$$L_{ky} = \beta_y \cdot L = 1 \cdot 30000 = 30000 \text{ mm.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{30000}{170} = 166.47$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{lim}} = \frac{166.47}{86.815} = 1.917 < 2$$

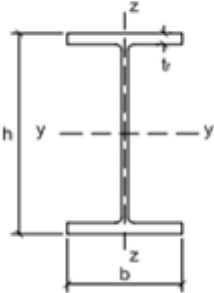
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z
 Perfiles laminados en I	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a ₀	a ₀
	$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$		b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$t > 100 \text{ mm}$		d	d	c	c

Figura 5.3.7 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Tal y como se observa en la figura, para el pandeo y, debe considerarse la curva de pandeo b, y con lo fijado en la siguiente figura se determina que el coeficiente de imperfección $\alpha = 0.34$.



Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coefficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85

Figura 5.3.8 Coeficientes de imperfección α , según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Con estos datos, se calcula el valor de ϕ_y y el coeficiente de reducción por pandeo χ_y :

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.34 (1.917 - 0.2) + 1.917^2] = 2.63$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.63 + \sqrt{2.63^2 - 1.917^2}} = 0.225 < 1$$

5.3.3.1.2 Plano perpendicular al pórtico YZ.

En el plano perpendicular al pórtico, la jácena tiene impedido el pandeo por efecto de las mismas. Por tanto se considera que el coeficiente de reducción por pandeo es igual a la unidad, puesto que no existe riesgo de pandeo.

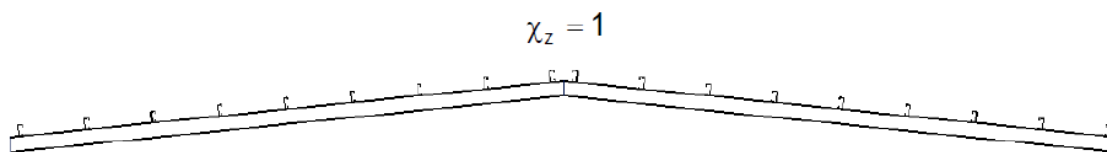


Figura 5.3.9 Correas en cubierta.

5.3.3.2 Cálculo de coeficientes y comprobación del ELU.

El ala comprimida se encuentra arriostrada de forma casi continua por las correas. Estas correas deben arriostrar la viga de forma puntual a distancias menores de $40 \cdot i_z = 40 \cdot 75 = 3.000$ m o de forma continua, para que no se produzca pandeo lateral. Por tanto, arriostraremos las vigas de los pórticos interiores cada 1.5 m.



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

Figura 5.3.10 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza, tabla 6.13 CTE DB SE-A.

Para k_y se utilizará la siguiente expresión:

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

De los cálculos realizados anteriormente se tiene:

$$\bar{\lambda}_y = 1,917 ; \chi_y = 0,225$$

Los axiles de la jácena (N_{Ed} y $N_{C,Rd}$), deben considerarse siempre en valor absoluto:

$$N_{Ed} = 63.986 \text{ kN};$$

$$N_{C,Rd} = A \cdot f = 15900 \cdot 261,9 = 4164,21 \text{ kN}$$

Por tanto, k_y :

$$k_y = 1 + 0,6 \cdot (1,917 - 0,2) \cdot \frac{63,986}{0,225 \cdot 4164,21} = 1,07$$

Y k_{LT} es el menor de:

$$1 - \frac{0,1 \cdot 2,49 \cdot 10^{-4} \cdot 63,986 \cdot 10^3}{(0,5629 - 0,25) \cdot 4164,21 \cdot 10^3} = 0,9998$$

$$0,6 + 2,49 \cdot 10^{-4} = 0,600249$$



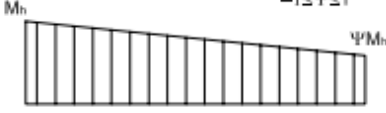
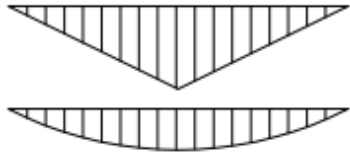
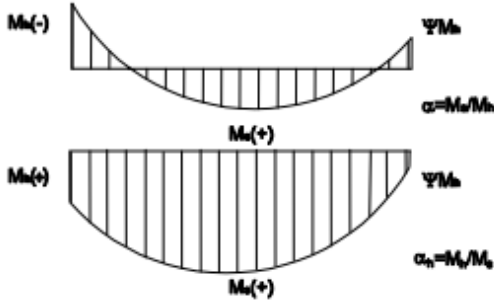
Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$C_{m,y}$	y-y	z-z
$C_{m,z}$	z-z	y-y
$C_{m,LT}$	y-y	y-y
Diagrama de Flectores	Factor de momento uniforme equivalente	
	$C_{m,y} = C_{m,i} (i=y)$ $C_{m,z} = C_{m,i} (i=z)$ $C_{m,LT} = C_{m,i} (i=LT)$	
<p>Momentos de extremo $-1 \leq \psi \leq 1$</p>  <p style="text-align: right;">$C_{m,i} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$</p>		
<p>Momento debido a cargas laterales coplanarias</p>  <p style="text-align: right;">$C_{m,i} = 0,9$</p> <p style="text-align: right;">$C_{m,i} = 0,95$</p>		
<p>Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos</p>  <p style="text-align: right;"> $C_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $-1 \leq \alpha \leq 0$ $C_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $0 \leq \alpha \leq 1$ </p> <p style="text-align: right;">$C_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$ con $-1 \leq \alpha_h \leq 1$</p>		

Figura 5.3.11 Tabla 6.10 Coeficientes del momento equivalente.

El momento en el apoyo tiene un valor de $M_h = -234.86$ kNm.

El momento en el centro de vano M_s , es el máximo interior positivo de la ley de momentos de las jácenas, este momento obtenido en MEFI es de 135.88 kN/m a 11.515 m del nudo 2.

Por tanto, para calcular el valor de $C_{m,y}$ se determina primero el valor de α , que será siempre menor que la unidad.

$$\alpha = \frac{M_s}{M_h} = \frac{135.88}{-234.86} = -0.5786; -1 \leq \alpha \leq 0 \rightarrow C_{m,y} = 0.1 - 0.8 \cdot \alpha \geq 0.4$$

$$C_{m,y} = 0.1 - 0.8 \cdot (-0.5786) = 0.5629 \geq 0.4$$



Clase	A*	W _y	W _z	α _y	α _z	e _{N,y}	e _{N,z}
1	A	W _{ply}	W _{plz}	0,6	0,6	0	0
2	A	W _{ply}	W _{plz}	0,6	0,6	0	0
3	A	W _{ely}	W _{elz}	0,8	1	0	0
4	A _{eff}	W _{eff,y}	W _{eff,z}	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

Figura 5.3.12 Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.

Por último se realiza la comprobación:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{63.986 \cdot 10^3}{0.225 \cdot 15900 \cdot 261.9} + \frac{1.07 \cdot 0.5629 \cdot 234.86 \cdot 10^6}{1 \cdot 2310 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.302 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{63.986 \cdot 10^3}{1 \cdot 15900 \cdot 261.9} + 0.6 \cdot \frac{234.86 \cdot 10^6}{1 \cdot 2310 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.248 < 1$$

Por tanto el perfil HEA 400 también cumple las comprobaciones de pandeo.



5.4 DIMENSIONADO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.

Una vez se ha dimensionado el pórtico interior tipo, con un perfil HEA 300 para el pilar, se procede a calcular la placa de anclaje que unirá el pilar con la cimentación.

La combinación que generará mayor flexión sobre esta placa será la misma que se ha considerado para dimensionar el pilar, es decir $ELU = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$.

lín	punIni	punFin	axiIni	axiFin	axiMáx	xAxíMáx	xAxíNu1
			corIni	corFin	corMáx	xCorMáx	xCorNu1
			fleIni	fleFin	fleMáx	xFleMáx	xFleNu1
			desIni	desFin	desMáx	xDesMáx	
1	1	2	-7.1250e+01	-7.1250e+01			
			-5.6849e+01	-5.6849e+01			
			1.6008e+02	-2.3786e+02			2.8159e+00
			0.0000e+00	1.9670e-02	2.4764e-02	5.6000e+00	

Figura 5.4.1 Esfuerzos más desfavorables en pilares.

Los esfuerzos en la base del pilar, para esta combinación, son los siguientes:

Tabla 5.4.1 Esfuerzos en la base del pilar.

N_{Ed}	-71.25 kN
V_{Ed}	56.85 kN
M_{Ed}	160.08 kNm

Tal y como se adelantó, la zapata será de hormigón HA-30 ($\gamma_c = 1.5$) y el material de la placa, cartelas y pernos es S275JR ($\gamma_{M0} = 1.05$).

Los pernos se colocarán mecanizados mediante rosca y se situarán a una distancia $d' = 60$ mm del borde de la placa.

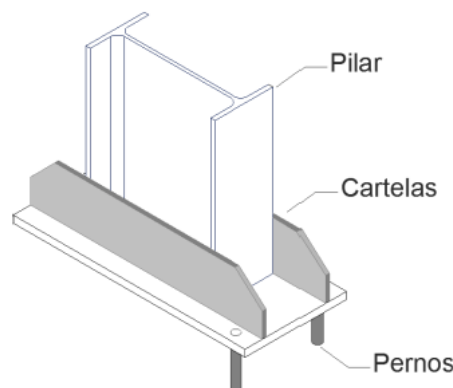


Figura 5.4.2 Elementos de la placa.



5.4.1 Predimensionado.

Como criterio de predimensionado, se empleará uno basado en reglas empíricas, que es el siguiente. En placas de anclaje sometidas a flexión, se le da un vuelo lateral a la placa de 160 mm en la dirección que se produce la flexión (a). En la dirección ortogonal (b), bastará con darle un vuelo de 80 mm. Los pernos de anclaje se situarán a una distancia (d') de 60 mm del borde de la placa.

En el caso que nos abarca, con un pilar del pórtico interior HEA 400, las predimensiones de la placa serán las siguientes:

$$a = 160 + a_p + 160 = 160 + 290 + 160 = 610 \text{ mm}$$

$$b = 80 + b_p + 80 = 80 + 300 + 80 = 460 \text{ mm}$$

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

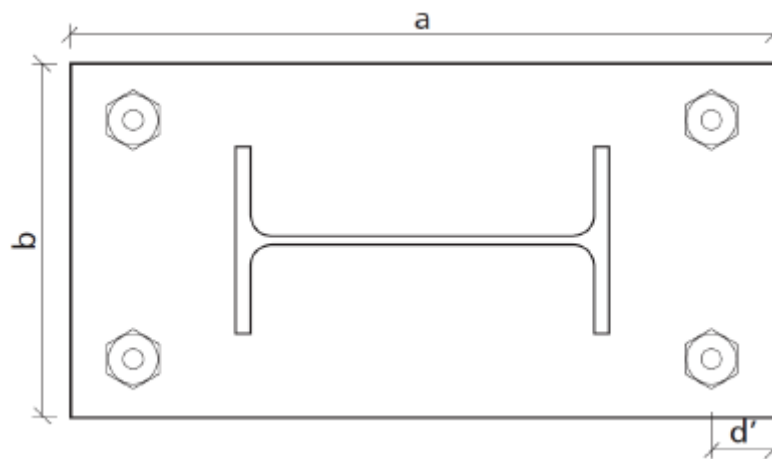


Figura 5.4.3 Dimensiones de la placa.

5.4.2 ELU de agotamiento del apoyo.

El primer paso, es determinar el valor de la resistencia de cálculo de la unión. Se considerará en este caso tanto el coeficiente de junta (β_j), como el factor de concentración (k_j), para el hormigón HA-30 de la zapata se tiene:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} < 3.3 \cdot f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{30}{1.5} = 20$$

Se supondrá que los valores β_j y k_j sean iguales a la unidad, quedando la ecuación así:

$$f_{jd} = 1 \cdot 1 \cdot 20 = 20 \text{ N/mm}^2 < 3.3 \cdot 20 = 66 \text{ N/mm}^2$$

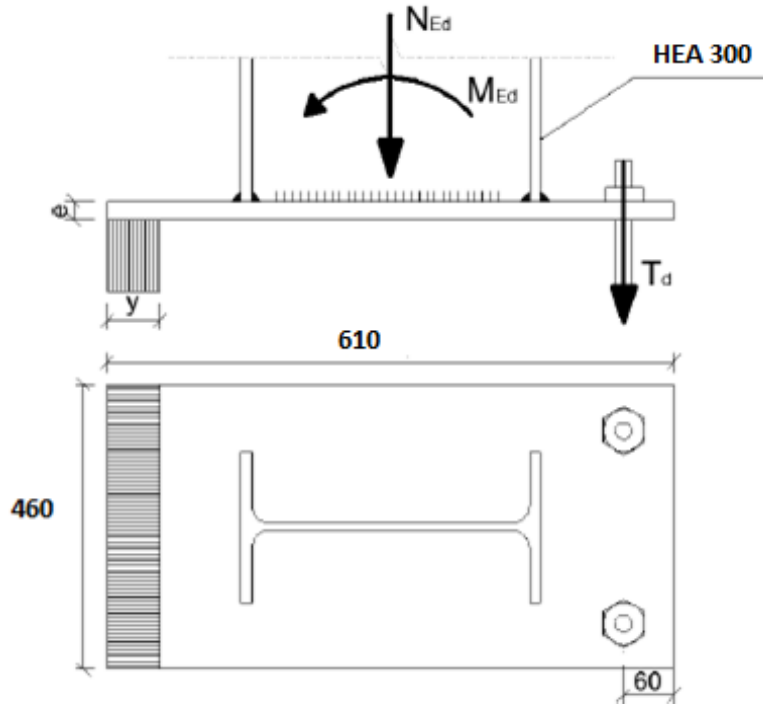


Figura 5.4.4 Esquema de trabajo de la placa a flexión sin cartelas.

Para resolver los distintos ELU, se plantean las ecuaciones de equilibrio:

$$\sum F_v = 0 \quad T_d + N_d = b' \cdot y \cdot \sigma_c$$

$$\sum M_{en\ pernos} = 0 \quad M_d + N_d \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = b' \cdot y \cdot \sigma_c \cdot \left(a - d' - \frac{y}{2}\right)$$

$$160.08 \cdot 10^6 + 71.25 \cdot 10^3 \left(\frac{610}{2} - 60\right) = 460 \cdot y \cdot 20 \cdot \left(610 - 60 - \frac{y}{2}\right) \rightarrow y = 36.3\text{mm}$$

Para que se cumpla el ELU de agotamiento del apoyo, debe verificarse:

$$y < \frac{a}{4} \rightarrow y = 36.3 < \frac{610}{4} = 152.5\text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE.}$$

De la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene la tracción en los pernos T:

$$T_d = b' \cdot y \cdot \sigma_c - N_d = 460 \cdot 36.3 \cdot 20 - 71.25 \cdot 10^3 = 262710\text{ N}$$



5.4.3 ELU de agotamiento de la placa a flexión.

Se realiza esta comprobación con el objetivo de determinar el espesor mínimo de la placa de anclaje, que estando dentro de un rango admisible cumpla el ELU.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{M_{Ed}}{W \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Se mantiene el modelo establecido, el elemento resistente será la placa simple, con un ancho "b" y un espesor "e".

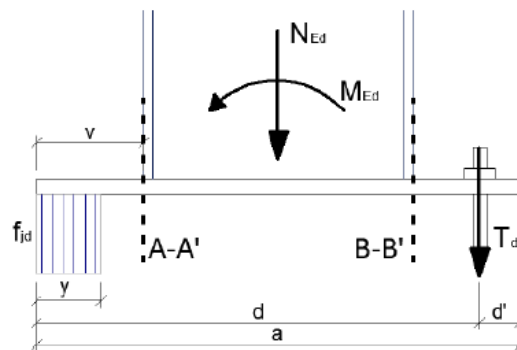


Figura 5.4.5 Modelo de agotamiento de la placa a flexión.

Una vez conocidos los valores de la profundidad del bloque de compresiones y de la tracción en los pernos (y , T_d), se calculan los momentos que producen en los dos puntos de la placa más débiles, que serán aquellos en los que se encuentre la placa con el pilar (puntos A y B).

El vuelo de la placa, como ya se expuso en el apartado de predimensionamiento, es de 160 mm.

El momento en el punto A (encuentro del pilar con la placa en la zona comprimida) es de:

$$M_{AA'} = \sigma_c \cdot b' \cdot y \cdot \left(v - \frac{y}{2}\right) = 20 \cdot 460 \cdot 36.3 \cdot (160 - 17.25) = 47672790 \text{ Nmm}$$

El momento en el punto B (encuentro del pilar con la placa en la zona traccionada) es de:

$$M_{BB'} = T_d \cdot (v - d') = 262710 \cdot (160 - 60) = 26271000 \text{ Nmm}$$

La comprobación se debe hacer en la sección más solicitada, que en este caso es $M_{AA'}$.



La sección que resiste este esfuerzo debe ser únicamente la propia placa, por lo que se debe calcular el momento de inercia de la sección de la placa respecto a su centro de gravedad. Para posteriormente determinar el módulo resistente hay que dividir la inercia por la distancia a la fibra comprimida o traccionada más lejana.

$$W_x = \frac{I_x}{\frac{e}{2}} = \frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot e^3}{\frac{e}{2}} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot e^2$$

Y el espesor mínimo será aquel que verifique la condición de ELU:

$$\frac{M_{Ed}}{W \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot e^2 \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M_{Ed}}{b \cdot f_{yd}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 47672790}{460 \cdot 261.9}} = 48.73 \text{ mm}$$

Dado que e es un espesor demasiado grande, se deberá colocar dos cartelas. Se utilizará un espesor de la placa 22 mm y un espesor de las cartelas de 15 mm.

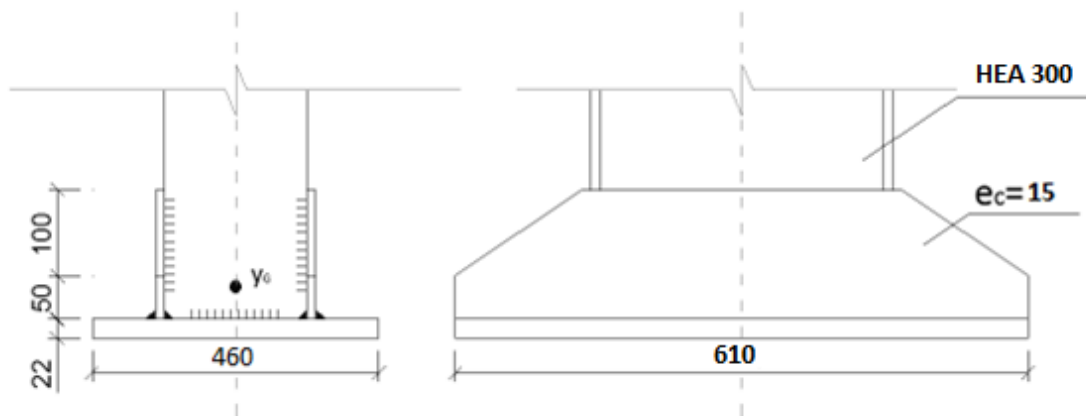


Figura 5.4.6 Placa a flexión con cartelas.

Se deberán calcular las características mecánicas de la nueva sección, se determinan en primer lugar el área total y la posición del centro de gravedad de la nueva sección.

$$A = 22 \cdot 460 + 2 (150 \cdot 15) = 10120 + 4500 = 14620 \text{ mm}^2$$

$$y_G = \frac{10120 \cdot 11 + 4500 \cdot (22 + 75)}{14620} = 37.47 \text{ mm}$$

Luego se determina el momento de inercia de las cartelas y la placa, y aplicando el teorema de Steiner se calcula el momento de inercia respecto al centro de gravedad de la pieza:



$$I = \sum I_t + \sum A_i (y_g - y_i)^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 22^3 \cdot 460 + \frac{2}{12} \cdot 150^3 \cdot 15 + 4500 (97 - 37.47)^2 + 10120 (37.47 - 11)^2 =$$

$$31883556 \text{ mm}^4$$

Dado que la pieza no es simétrica respecto a la posición del centro de gravedad. No es igual el módulo resistente respecto de una fibra u otra, por lo que se deben calcular ambos y emplear el menor de los dos:

$$W_{\text{sup}} = \frac{I}{h - y_G} = \frac{31883556}{(150 + 10 + 22) - 37.47} = 220601.647 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{inf}} = \frac{I}{y_G} = \frac{31883556}{37.47} = 850908.887 \text{ mm}^3$$

$$W = \min (W_{\text{sup}}, W_{\text{inf}}) = 220.602 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

El área portante de la placa de anclaje con cartelas en el caso de flexión compuesta tiene el aspecto que se muestra en la siguiente figura, siendo el ancho portante de la placa b' , no la totalidad del ancho de la placa b , sino que únicamente colabora las proximidades de las cartelas.

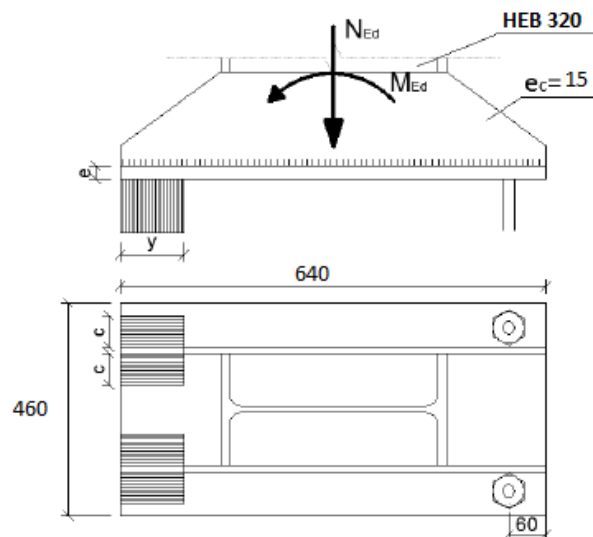


Figura 5.4.7 Área portante de la sección con cartelas.



Se calcula la anchura suplementaria de apoyo c:

$$c = e \cdot \left(\frac{f_{yd}}{3f_{jd}} \right)^{\frac{1}{2}} = 22 \cdot \left(\frac{261.9}{3 \cdot 20} \right)^{\frac{1}{2}} = 45.96 \text{ mm.}$$

Luego, el ancho portante b' valdrá:

$$b' = 2 \cdot (c + e_c + c) = 2 \cdot (45.96 + 15 + 45.96) = 213.84 \text{ mm.}$$

Es necesario realizar algunas comprobaciones geométricas respecto al ancho portante:

- No pueden solaparse las bandas en la parte central de la placa, es decir:

$$b_{\text{perfil}} > 2 \cdot c \rightarrow 300 > 2 \cdot 45.96 = 91.92 \quad \text{CUMPLE}$$

- La anchura suplementaria no puede ser mayor que el vuelo lateral de la placa.

$$V_{\text{lat}} = \frac{b - b_p - 2 \cdot e_c}{2} > c \rightarrow \frac{460 - 300 - 2 \cdot 15}{2} = 65 > 45.96 \quad \text{CUMPLE}$$

- El ancho portante no puede ser mayor que el ancho de la placa.

$$b > b' \rightarrow 460 > 213.84 \quad \text{CUMPLE}$$

Al haberse modificado el ancho portante de la placa, se debe volver a comprobar el ELU de agotamiento del apoyo, determinando la anchura del bloque de compresiones "y", además de la tracción en los pernos "T_d".

Recurriendo a las ecuaciones de equilibrio de momentos y fuerzas verticales se obtiene:

$$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - d' \right) = b' \cdot y \cdot \sigma_c \cdot \left(a - d' - \frac{y}{2} \right)$$

$$160.08 \cdot 10^6 + 71.25 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{610}{2} - 60 \right) = 213.84 \cdot y \cdot 20 \left(610 - 60 - \frac{y}{2} \right)$$

$$\rightarrow y = 81.52 \text{ mm} < \frac{a}{4}$$

Por tanto la placa con cartelas cumple el ELU de agotamiento del apoyo.

El agotamiento de la sección del apoyo se produce cuando el hormigón en compresión alcanza su deformación última. De la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene T:

$$T_d = b' \cdot y \cdot \sigma_c - N_d = 213.84 \cdot 20 \cdot 81.52 - 71.25 \cdot 10^3 = 277394.7 \text{ N}$$



Se recalculan los valores de $M_{AA'}$ y $M_{BB'}$ con los nuevos valores, para ver si se verifica el ELU a flexión de las cartelas:

$$M_{AA'} = \sigma_c \cdot b' \cdot y \cdot \left(v - \frac{y}{2}\right) = 20 \cdot 213.84 \cdot 81.52 \cdot (160 - 38.5655) = 42337500 \text{ Nmm}$$

$$M_{BB'} = T_d \cdot (v - d') = 262710 \cdot (160 - 60) = 26271000 \text{ Nmm}$$

Comprobando el ELU de agotamiento de la placa a flexión:

$$\frac{M_{Ed}}{W \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{\max(M_{AA'}, M_{BB'})}{W_{min} \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{42337500}{220.062 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.735 < 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

5.4.4 ELU de agotamiento de los pernos a tracción.

Se procede a comprobar cómo se comporta el acero de los pernos, dato importante para determinar el número de pernos que se necesitan.

La resistencia a tracción del conjunto de pernos es:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1.25}$$

Esta resistencia tiene que ser menor que la tracción en los pernos obtenida anteriormente $T_d = 262710 \text{ N}$

$$T_d < F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1.25}$$
$$A_s = \frac{262710 \cdot 1.25}{0.9 \cdot 410} = 890 \text{ mm}^2$$

Si colocamos tres pernos:

$$\phi = \frac{890}{3} = 296.67 \text{ mm}^2$$

Entonces el diámetro de cada perno será:

$$0.8 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 296.67 \rightarrow \phi = 21.73 \text{ mm}$$

Por tanto, la solución será colocar 3 pernos de diámetro 25 mm.



5.4.5 ELU de agotamiento de los pernos a cortante.

En primer lugar se comprueba la tracción, teniendo en cuenta que el esfuerzo a tracción debe ser menos que la resistencia a tracción de los pernos:

$$T_d = 262710 \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 410 \cdot \left(3 \cdot 0.8 \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4}\right)}{1.25} = 347774.31 \text{ N}$$

La resistencia a cortante de un perno de anclaje ($F_{vb,Rd}$) valdrá:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Siendo:

- $\alpha_b = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb}$
- f_{yb} (N/mm²) el límite elástico del acero del perno.

- f_{ub} resistencia ultima del acero del perno.
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Para los pernos roscados de $\phi = 25$ mm de acero S275JR, la resistencia a cortante de un perno será:

$$F_{vb,Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \cdot 261.9) \cdot 410 \cdot 0.8 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 25^2}{1.25} = 46553.9 \text{ N}$$

El efecto del cortante V_{Ed} , deberá de ser menor que la resistencia a cortante de la unión $F_{v,Rd}$ calculada de la siguiente forma:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_t \cdot F_{vb,Rd}$$

Donde:

- $F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{Ed}$
- $C_{f,d}$ coeficiente de rozamiento acero-mortero = 0.2
- N_t número total de pernos de la base.

Al ser 3 ϕ 25 por cara, la resistencia a cortante de la unión será:

$$F_{v,Rd} = 0.2 \cdot 71250 + 6 \cdot 46553.9 = 293573.4 \text{ N}$$

La resistencia de la unión a cortante es muy superior al cortante existente en la placa:

$$V_{Ed} = 56.85 \cdot 10^3 \text{ N} \leq 293573.4 \text{ N}$$



Por último se calcula la interacción tracción-cortante, mediante la expresión:

$$\frac{V_{Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{T_d}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{56850}{293573.4} + \frac{262710}{1.4 \cdot 347774.31} = 0.733 \leq 1$$

5.4.6 ELU de anclaje de los pernos.

Ahora se debe determinar la longitud de anclaje de los pernos en el macizo de la cimentación, l_a .

$$l_a = l_{b,neto} = l_{bl} \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \leq \max\left(10 \cdot \phi, 150 \text{ mm}, \frac{l_b}{3}\right)$$

En primer lugar, se calcula la longitud de anclaje básica l_{bl} , que para barras lisas de hacer S275JR de diámetro 25 mm valdrá:

$$l_{bl} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bm}}$$

$$\tau_{bm} = (0.36\sqrt{f_{ck}})/\gamma_c$$

$$l_{bl} = \frac{25}{4} \cdot \frac{261.9}{(0.36\sqrt{30})/1.5} = 1245.213 \text{ mm}$$

Ahora se calcula la longitud de anclaje neta, sin tener en cuenta el dispositivo de anclaje (β).

$$l_a = l_{b,neto} = l_{bl} \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

$$l_a = 1245.213 \cdot \beta \cdot \frac{890}{3 \cdot \frac{\pi \cdot 25^2}{4}} = 752.6 \beta \text{ mm}$$

Al ser un anclaje superior al espesor de mi zapata que será 0.7 m, es necesario emplear alguno de los dispositivos de anclaje que permiten reducir la misma, en este caso se utilizará el anclaje por patilla:

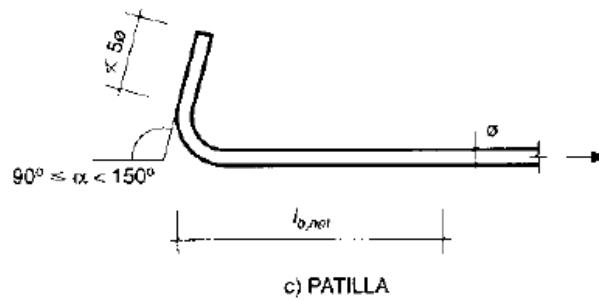


Figura 5.4.8 Dispositivo de anclaje por patilla.

Siendo el coeficiente β de este tipo de anclajes igual a 0.7, quedándose entonces una longitud de anclaje de los pernos igual a $l_a = 752.6 \cdot 0.7 = 526.82$ mm.

Por último se comprueba que la longitud de anclaje no está excesivamente reducida respecto a la longitud básica, debiéndose cumplir:

$$l_a = 526.82 \nless \max\left(10\phi, 150 \text{ mm}, \frac{l_b}{3}\right) = \max(250, 150, 256.22) = 256.22$$

Al no cumplirse esta comprobación, la solución calculado es correcta, y por tanto se adoptan 3 ϕ 25 anclados en patilla 526.82 mm.

5.5 DIMENSIONADO DE LAS CIMENTACIONES.

En este apartado se calcularán las zapatas de los pórticos interiores.

Se considerarán zapatas excéntricas de canto 100 cm y deberán de ser capaces de soportar las acciones que provienen desde los pórticos interiores.

En el apartado 2.4 se fijaron los materiales para la zapata; tanto para el hormigón HA-30 ($\gamma_c = 1.5$) como el acero de las armaduras B500S ($\gamma_s = 1.15$), también se estableció que la zapata reposa sobre una solera de asiento de 10 cm tal y como marca la EHE-08.Anejo 18. La solución final de la zapata debe ser igual para ambos pilares, pues las acciones no simétricas, como por ejemplo el viento, pueden actuar tanto de izquierda a derecha como en sentido contrario y por tanto la solución será idéntica.



Figura 5.5.1 Zapatas a dimensionar.



5.5.1 ELU de equilibrio. Seguridad al vuelco.

Por la posición del pilar sobre la zapata y con las solicitaciones en la base del pilar de todas las acciones, el eje de giro de vuelco está en A.

Se debe ver qué efecto tiene cada una de las acciones que llegan desde el pilar. Para ello calcularemos el momento en cada uno de los dos puntos de vuelco A y B.

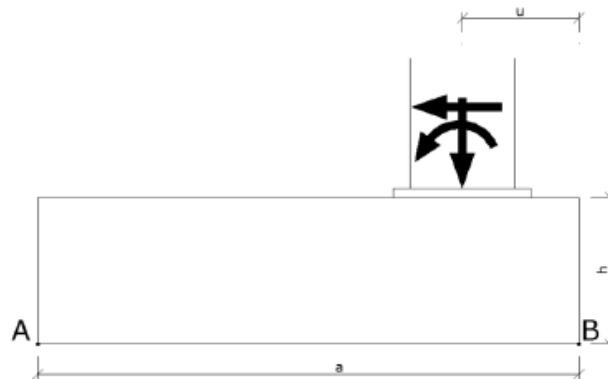


Figura 5.5.2 Vuelco de la zapata izquierda.

La comprobación de vuelco debe realizarse para todas las posibles combinaciones de situaciones persistentes o transitorias.

Los coeficientes de seguridad utilizados son de 0.9 para acciones estabilizadoras y de 1.8 para acciones desestabilizadoras.

Se llega a la conclusión de que la hipótesis para la comprobación al vuelco de la zapata será la $ELUV = 1 \cdot G + 1 \cdot N3$, a la que habrá que sumar el peso propio de la zapata.

El peso propio de la zapata será $P = a \cdot a \cdot h \cdot 25 = a^2 \cdot 1 \cdot 25 = 25 a^2$

$$\text{Efecto estabilizante } (P_{\text{zapata}}) = 25 a^2 \cdot 0.5 \cdot a = 12.5 a^3$$

$$\begin{aligned} \text{Efecto desestabilizante } (1 \cdot G) &= M_G + h \cdot V_G - N_G \cdot (a - u) = 56.18 + 1 \cdot 19.95 - 25(a - 0.5) \\ &= 88.63 - 25 \cdot a \end{aligned}$$

$$\text{Efecto desestabilizante } (1 \cdot N3) = 23.013 + 1 \cdot 7.5 - 7.67 (a - 0.5) = 34.3523 - 7.67 a$$

$$\text{Efecto desestabilizante total} = 88.63 - 25 \cdot a + 34.3523 - 7.67 a = 122.98 - 32.67 \cdot a$$

Los efectos estabilizantes deben ser mayores que los desestabilizantes por tanto:

$$0.9 (12.5 a^3) \geq 1.8 (122.98 - 32.67 \cdot a) \rightarrow a \geq 2.07 \text{ m}$$



Por tanto, las dimensiones de la zapata serán:

$$a = 2.5 \text{ m}, b = 2.5 \text{ m}, h = 1 \text{ m}$$

Se calcula también lo que ocurre en la zapata del pilar derecho, comprobando si las dimensiones obtenidas son suficientes para garantizar el cumplimiento del ELU.

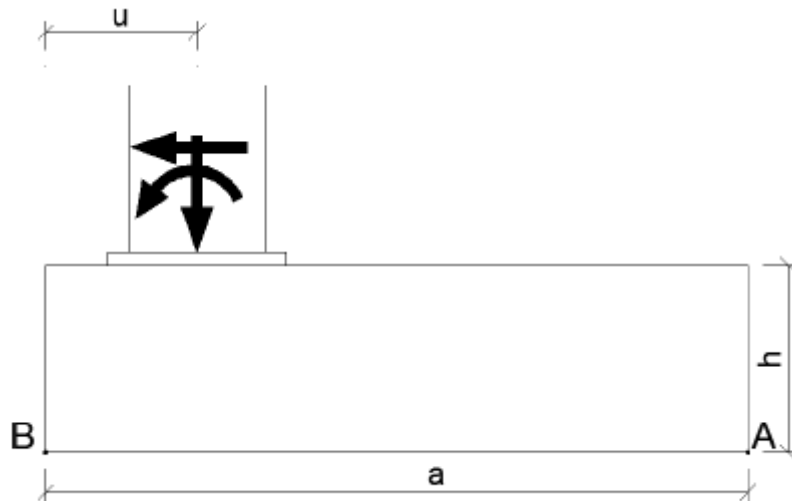


Figura 5.5.3 Vuelco de la zapata derecha.

En este nudo la combinación de cargas más desfavorable para el vuelco de la zapata es $ELUV = 1 \cdot G + 0.5N1 + 1(V1 + VIS)$, más la acción del peso propio de la zapata, es para la que se va a realizar la comprobación de vuelco, obteniendo la dimensión de la zapata mínima:

$$\text{Efecto estabilizante } (P_{\text{zapata}}) = 12.5 a^2 \cdot a = 12.5 a^3$$

$$\text{Efecto desestabilizante } (1G) = 56.18 + 1 \cdot 19.95 - 25(a - 0.25) = 88.63 - 25a$$

$$\text{Efecto desestabilizante } (0.5N1) = 14.123 + 1 \cdot 5 - 6.25(a - 0.5) = 22.248 - 6.25a$$

$$\begin{aligned} \text{Efecto desestabilizante } (V1 + VIS) &= 31.19 + 1 \cdot 5.2971 + 7.3198(a - 0.5) = \\ &= 32.827 + 7.3198a \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Efectos desestabilizantes totales} &= 88.63 - 25a + 22.248 - 6.25a + 32.827 + 7.3198a = \\ &= 143.705 - 23.93a \end{aligned}$$

Como los efectos estabilizantes deben ser mayores que los desestabilizantes:

$$0.9 \cdot (12.5 a^3) \geq 1.8 (143.705 - 23.93a) \rightarrow a \geq 2.40 \text{ m}$$



Por tanto las dimensiones mínimas de la zapata van a ser:

$A = 2.5 \text{ m}$, $b = 2.5 \text{ m}$, $h = 1 \text{ m}$.

5.5.2 ELU de agotamiento del terreno.

Se realizará la comprobación de agotamiento del terreno que marca el CTE DB SE-C para la zapata, cimentación directa, que ha verificado el ELU de seguridad al vuelco.

Se comprobará con los esfuerzos de la barra, la combinación más desfavorable para esta comprobación es la siguiente: $ELUAT = 1P + 1G + 0.5N1 + 1(V1+VIS)$ del pilar derecho:

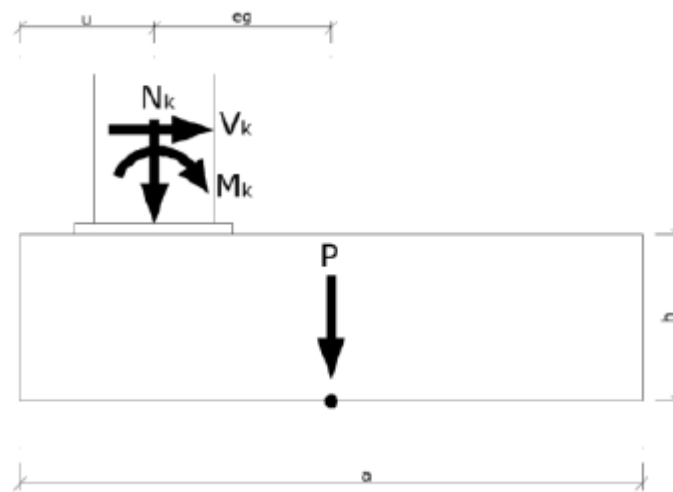


Figura 5.5.4 Acciones para el cálculo de agotamiento del terreno.

Las acciones en la base del pilar derecho, para la combinación de cálculo son:

Tabla 5.5.1 Acciones base del pilar derecho.

N_k^h	23.931 kN
V_k^h	30.223 kN
M_k^h	102.04 kNm

El peso de la cimentación y la excentricidad geométrica serán:

$$P = a \cdot b \cdot h \cdot \gamma_h = 2.5 \cdot 2.5 \cdot 1 \cdot 25 = 156.25 \text{ kN}$$

$$e_g = \frac{a}{2} - u = 0.75 \text{ m}$$



Seguidamente se trasladan las acciones a la base de la zapata, para ver cómo afecta al terreno las cargas aplicadas:

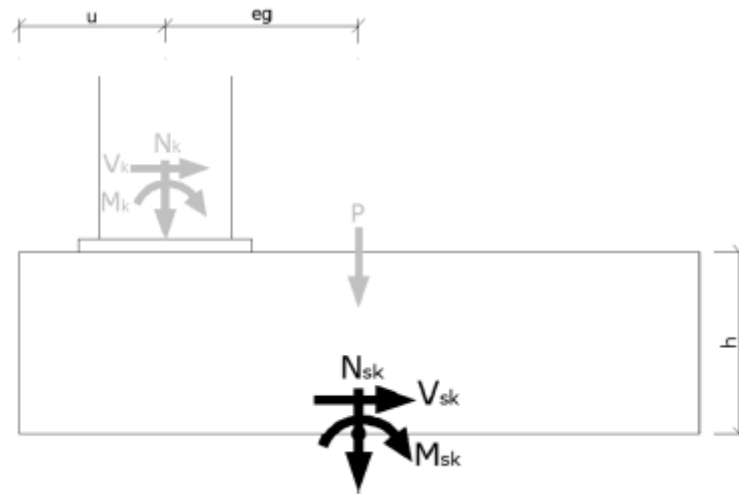


Figura 5.5.5 Acciones transmitidas al terreno.

$$N_{s,k}^h = P + N_k^h = 156.25 + 23.931 = 180.181 \text{ kN}$$

$$M_{s,k}^h = M_k^h + V_k^h \cdot h - N_k^h \cdot e_g = 102.04 + 30.223 \cdot 1 - 23.931 \cdot 0.75 = 114.72 \text{ kNm}$$

$$V_{s,k}^h = V_k^h = 30.223 \text{ Kn}$$

Una vez conocidas las acciones transmitidas al terreno, se realiza el cálculo del área equivalente.

$$e_a = \frac{M_{s,k}^h}{N_{s,k}^h} = \frac{114.72}{180.181} = 0.6367 \text{ m.} \quad e_b = 0.$$

$$a^* = a - 2e_a = 2.5 - 2 \cdot 0.6367 = 1.2266 \text{ m}$$

$$b^* = b - 2e_b = 2.5 \text{ m}$$

$$A^* = a^* \cdot b^* = 3.066 \text{ m}^2$$

Por último se calcula la presión total bruta media (q_b), comparándola con la resistencia del terreno (q_s):

$$q_b = \frac{N_{s,k}^h}{A^*} = \frac{180.181}{3.066} = 58.767 \text{ kN/m}^2 < q_s = 150 \text{ kN/m}^2$$

Por tanto, la zapata dimensionada cumple con el ELU de agotamiento del terreno.



5.5.3 ELU de agotamiento de la cimentación.

Para realizar el cálculo de este estado límite se deben considerar todas las combinaciones establecidas para los estados límites últimos en el caso del pilar y jácena, a las que se deben sumar las acciones del peso propio de la estructura de cimentación con los coeficientes de mayoración 1 y 1.35.

Se llega a la conclusión de que la combinación más desfavorable en cualquiera de las dos zapatas es $ELU = 1P + 1.35G + 0.75N1 + 1.5(V1 + VIS)$

Tabla 5.5.2 Acciones base del pilar.

N_{Ed}	32.146 kN
V_{Ed}	42.343 kN
M_{Ed}	144.64 kNm
Peso zapata	184.54 kN

Ahora vamos a comprobar si se trata de una zapata rígida o de una zapata flexible:

$$v = \frac{2.5 - 0.32}{2} = 1.09 < 2h = 2 \text{ m} \rightarrow \text{ZAPATA RÍGIDA}$$

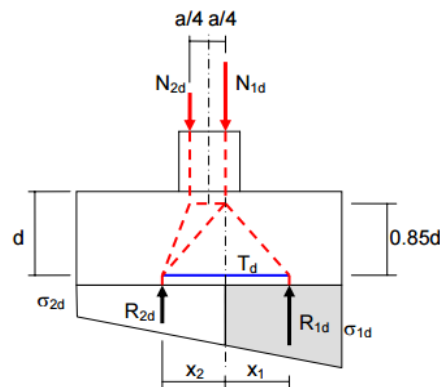


Figura 5.5.6 Modelo de zapata a utilizar.

Empezaremos calculando las tensiones:

$$\sigma_{\max} = \frac{N+P}{a \cdot b} + 6 \cdot \frac{(M+V \cdot h)}{a^2 \cdot b} = \frac{32.146+184.84}{2.5^2} + 6 \cdot \frac{(144.64+42.343)}{2.5^3} = 106.52 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N+P}{a \cdot b} - 6 \cdot \frac{(M+V \cdot h)}{a^2 \cdot b} = \frac{32.146+184.84}{2.5^2} - 6 \cdot \frac{(144.64+42.343)}{2.5^3} = 34.7177 \text{ kN/m}^2$$

Proyecto estructural de edificio industrial
en el Polígono industrial de Olula del Río.



$$\sigma_{med} = \frac{106.52 + 34.7117}{2} = 70.616 \text{ kN/m}^2$$

$$R_2 = \frac{34.7177 + 70.616}{2.5} \cdot 2.5 \cdot 1.25 = 131.68 \text{ kN}$$

$$R_1 = \frac{106.52 + 70.616}{2.5} \cdot 2.5 \cdot 1.25 = 221.42 \text{ kN}$$

$$x_2 = \frac{1.25}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 34.7177 + 70.616}{34.7177 + 70.616} \right) = 0.554 \text{ m.}$$

$$x_1 = 1.25 - \frac{1.25}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 70.616 + 106.52}{70.616 + 106.52} \right) = 0.667 \text{ m.}$$

$$T_d = \frac{R_1 x_1}{0.85d} = \frac{221.42 \cdot 0.667}{0.85 \cdot 0.95} = 182.89 \text{ kN} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_s = \frac{182.89 \cdot 10^3}{400} = 457.23 \text{ mm}^2$$

Una vez obtenida el área, vamos a ver la armadura necesaria en nuestra zapata.

Las cuantías mínimas son:

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto el del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizas. Todas las

Figura 5.5.7 Tabla 42.3.5 Cuantías mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón.

$$A_{s,p} = 0.0009 \cdot 2500 \cdot 1000 = 2250 \text{ mm}^2$$

Se armarán con cuantías mínimas, tanto la armadura longitudinal como la armadura transversal.



La separación entre barras estará comprendida entre 10 y 30 cm, también habrá que configurar el número de armaduras y su diámetro.

$$\phi = \phi_{max}; n_{\phi} = 1 + \text{int}\left(\frac{A_s}{A_{\phi}}\right); s_{\phi} = \frac{b - 2 \cdot \eta_{at}}{n_{\phi} - 1}; 10 \leq s_{\phi} \leq 30$$

Tabla 5.5.3 Disposición de las armaduras longitudinales y transversales.

ϕ (mm)	A (mm)	n_{ϕ}	s_{ϕ}	$10 < s_{\phi} < 30$
25	490.9	$4.58 \approx 5$	58.6	NO
20	314.16	$7.16 \approx 8$	33.5	NO
16	201.1	$11.2 \approx 12$	21.3	SI

5.5.4 ELU de anclaje de las armaduras.

Las armaduras se dispondrán en toda la longitud de la zapata y se anclarán con especial cuidado, ya que el modelo biela-tirantes exige el funcionamiento eficaz del tirante en toda su longitud. Según EHE, el anclaje mediante barras transversales soldadas es especialmente recomendable en el caso de zapatas rígidas.

Las armaduras de la zapata se encuentran en POSICIÓN 1, de buena adherencia, y al ser de acero B500S y hormigón HA-30, la longitud básica de anclaje será:

$$\ell_{bl} = \max\left(m \cdot \phi^2, \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi\right); m(B500S, HA - 30) = 1.3$$

$$l_{bl} = \max\left(1.3 \cdot 16^2, \frac{500}{20} \cdot 16\right) = 400 \text{ mm}$$

Una vez conocida la longitud básica, se obtiene la longitud neta de anclaje:

$$\ell_{b,neto} = \ell_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \leq \max\left(10\phi, 15\text{cm}, \frac{\ell_b}{3}\right)$$

$$l_{b,neto} = 400 \cdot \beta \cdot \frac{2250}{12 \cdot 201.1} = 372.95\beta \leq \max\left(10 \cdot 16, 15, \frac{250}{3}\right) = 160 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = 372.95 \text{ mm (Prolongación recta; } \beta = 1)$$

$$l_{b,neto} = 261.065 \text{ mm (anclaje patilla; } \beta = 0.7)$$

La solución adoptada será la de la barra transversal.



5.5.5 ELU Cortante.

La condición de estado límite será: $V_{d2}^h \leq V_{u2}$. Por tanto, se debe calcular el cortante en la sección de referencia 2, cuyas características son:

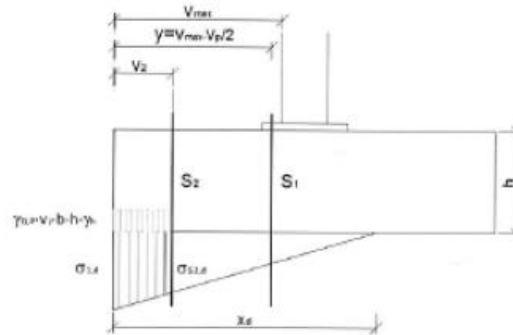


Figura 5.5.8 Características sección de referencia 2.

$$y = \frac{V_{max} - V_{placa}}{2} = \frac{1.105 - 0.16}{2} = 1.025 \text{ m}$$

$$V_2 = y - d = 1.025 - 0.95 = 0.075 \text{ m.}$$

Se calcula el cortante último que puede soportar la sección de la zapata V_{u2} :

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_2 \cdot d_2 \right] \leq \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_2 \cdot d_2 \right]$$

Donde:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_2 d_2} = \frac{12 \cdot \pi \cdot \frac{1.6^2}{4}}{250 \cdot 95} = 0.000169 \leq 0.02$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ (mm)}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1.458$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{1.5} \cdot 1.458 \cdot (100 \cdot 0.000169 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \cdot 2500 \cdot 950 \right] \leq \left[\frac{0.075}{1.5} \cdot 1.458^{3/2} \cdot 30^{1/2} \cdot 2500 \cdot 950 \right]$$

$$V_{u2} = 331338.35 \text{ N} \leq 1145066.032 \text{ N} \rightarrow V_{u2} = 1145.066 \text{ kN}$$

Resta por determinar el valor del cortante de cálculo V y si supera el valor del cortante último. Como $x_d = 1.605 \text{ m} > v_2 = 0.075 \text{ m}$:

$$\sigma_{s2} = \frac{x_d - v_2}{x_d} \cdot \sigma_{s1d} = \frac{1.605 - 0.075}{1.605} \cdot 106.52 = 101.54 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{d2}^h = \sigma_{s2}^h(v_2) \cdot b \cdot y - \gamma_{G,p} \cdot \gamma_h \cdot h \cdot b \cdot y + (\sigma_{s1d}^h - \sigma_{s2}^h(v_2)) \cdot b \cdot \frac{y}{2}$$



$$V_{d2}^h = 101.54 \cdot 2.5 \cdot 1.025 - 1 \cdot 25 \cdot 2.5 \cdot 1.025 + (106.52 - 101.54) \cdot 2.5 \cdot 1.025/2 = 202.51 \text{ kN}$$

Por tanto, se cumple la condición de cortante ya que:

$$V_{d2}^h = 202.51 \text{ kN} < V_{u2} = 1145.066 \text{ kN}.$$

5.5.6 ELU punzonamiento.

La resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas concentradas actuando en losas sin armadura transversal se comprueba utilizando una tensión tangencial nominal T_{sd} en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada. El área crítica $u_1 \cdot d$ se sitúa a una distancia $2 \cdot d$ desde el perímetro del área cargada o del soporte como se puede ver en la siguiente figura:

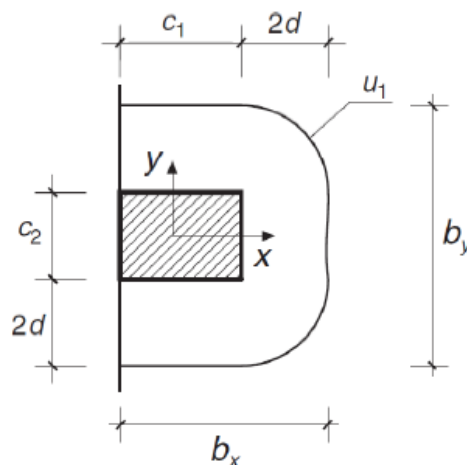


Figura 5.5.9 Perímetro crítico de punzonamiento. Figura 46.2.b EHE-08.

Se comprueba la posición del perímetro u_1 , con respecto a la dimensión b de la zapata:

$$2 \cdot d + b_{placa} + 2 \cdot d = 2 \cdot 95 + 25 + 2 \cdot 95 = 405 \text{ cm}.$$

Se sale de la zapata, en estas condiciones, por lo que no resulta de aplicación, al carecer de sentido, la comprobación a punzonamiento que plantea la EHE-08.

ESCUELA DE INGENIERIA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS E
INGENIERIA DE MINAS. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA.



4. Pórtico de fachada.



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA
DE CARTAGENA



E.T.S. de Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos y
de Ingeniería de Minas
Universidad Politécnica
de Cartagena



6. PÓRTICO DE FACHADA.

En este apartado vamos a realizar el dimensionado de los elementos del pórtico de fachada, que por sus características son muy distintos a los que se dimensionaron en el pórtico interior.

6.1 DIMENSIONADO DEL PILAR.

Se debe alcanzar una solución para el dimensionado de los pilares del pórtico de fachada, que se fijaron en apartados anteriores en un total de 5 pilares, separados entre sí una distancia de 7.5 m. Como criterio de diseño, por facilidad de este se establecerá que todos los pilares se configuren con el mismo perfil.

6.1.1 ELS Deformación.

La verificación de la exigencia básica de seguridad SE2: Aptitud al servicio, se hace mediante el cumplimiento de los criterios de integridad y apariencia, como ya se hizo para los elementos del pórtico interior.

6.1.1.1 Criterio de Integridad.

En el criterio de integridad, se debe verificar que la flecha relativa sea menor de 1/250 ante cualquier tipo de combinación del tipo característico, por lo que habrá que descontar la flecha debido a las cargas permanentes. Las únicas acciones que provocan flechas en los pilares son las que desarrollan una carga perpendicular directamente aplicada sobre los mismos, es decir todas las de viento, y entre todas las de viento, la más desfavorable es ELS = VF (Pórtico1) + VIS, que genera sobre los pilares los mayores valores de carga.

La comprobación a realizar será:

$$f_{r,m\acute{a}x} \leq \frac{1}{250}$$

Por tanto, se debe calcular la flecha máxima en el pilar y obtener la inercia necesaria para cumplir el criterio de integridad del ELS Deformación.

El perfil que se va a emplear para la comprobación al criterio de Integridad es un HEB 200, con las siguientes características:



PERFIL HEA 240.

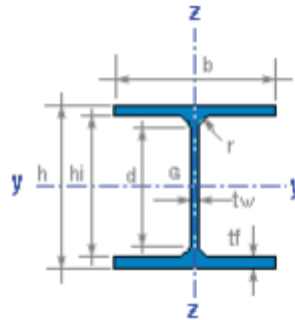


Tabla 6.1.1 Propiedades HEA 240

$h = 230 \text{ mm}$	$r = 21 \text{ mm}$
$b = 240 \text{ mm}$	$d = 164 \text{ mm}$
$tw = 7.5 \text{ mm}$	$hi = 206 \text{ mm}$
$tf = 12 \text{ mm}$	
$A = 76.8 \text{ cm}^2$	$M = 60.3 \text{ kg/m}$
$Iy = 7770 \text{ cm}^4$	$Iz = 2770 \text{ cm}^4$
$Wy = 675 \text{ cm}^3$	$Wz = 231 \text{ cm}^3$
$Wply = 745 \text{ cm}^3$	$Wplz = 352 \text{ cm}^3$
$iy = 10 \text{ cm}$	$iz = 6 \text{ cm}$
$It = 42 \text{ cm}^4$	$Iw = 328962 \text{ cm}^6$
$Sy = 372.3 \text{ cm}^3$	$Avz = 25.2 \text{ cm}^2$
$Sy = 21 \text{ cm}$	
$AL = 1.370 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 22.70 \text{ m}^2/\text{t}$

La deformada obtenida a través de MEF1 es de 0.0283 m.

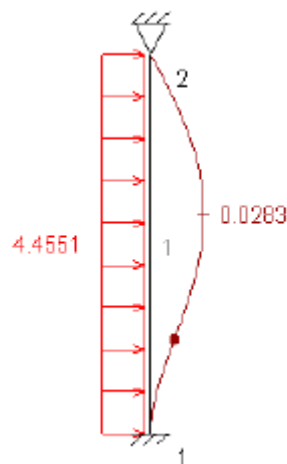


Figura 6.1.1 Deformada del pilar. MEF1.



Por lo tanto:

$$F = 0.0283 \text{ m} \leq \frac{h}{250} = \frac{8.4}{250} = 0.0336 \text{ m} \quad \text{CUMPLE}$$

6.1.1.2 Criterio de Apariencia.

El criterio de apariencia establece que la flecha relativa debe ser inferior a 1/250 para combinaciones del tipo casipermanente, que quedan reducidas a ELSa=1G, como ya se comentó anteriormente, que en este caso no genera ningún desplome en los pilares centrales, y un pequeño desplome de los pilares de los extremos de 0.00044 m, por lo que cumplen sobradamente el criterio de apariencia.

6.1.2 ELU Resistencia.

Para comprobar el ELU de resistencia para aquellas situaciones en las que la flexión es máxima y el axil de tracción sobre los pilares también es máximo, es decir, para la combinación 0.8G + 1.5 (VF1+VIS), que es la que provoca mayor flexión en los pilares de fachada unida a una máxima succión en la cubierta. Las cargas y esfuerzos en este caso serán:

$$q_d = 1.5 \cdot (3.68 + 1.268) = 7.422 \text{ kN/m}$$

Las cargas en la jácena son las observadas en la siguiente figura:

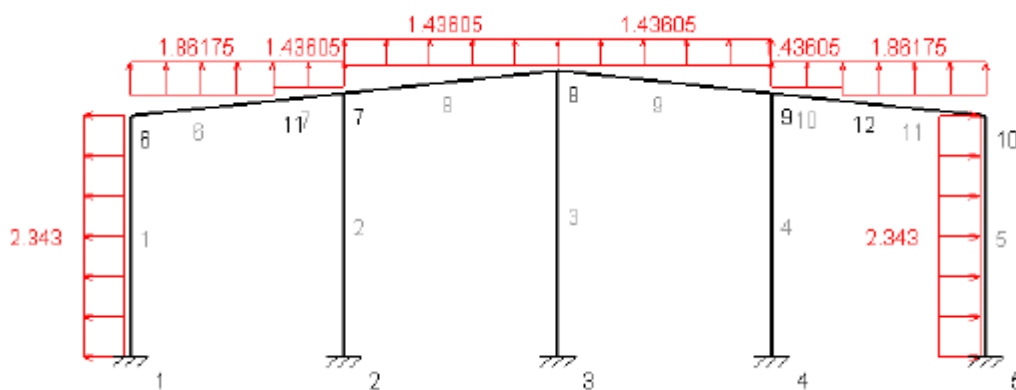


Figura 6.1.2 Cargas sobre la jácena ELU resistencia.

Los esfuerzos calculados con MEF1 son los siguientes:

$$N_{Ed} = - 7.37 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 57.74 \text{ kNm}$$



La comprobación de resistencia sería:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{7.37 \cdot 10^3}{7680 \cdot 261.9} + \frac{57.74 \cdot 10^6}{675 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.33 < 1$$

Por tanto el perfil HEA 240 cumple.

6.1.3 ELU Pandeo.

En esta verificación comprobaremos que el pilar no supera la tensión crítica de pandeo en ninguno de los dos planos fundamentales de trabajo, el plano del pórtico (XZ) y el plano perpendicular (YZ).

La comprobación se llevará a cabo con las siguientes fórmulas:

Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, solo en piezas susceptibles de pandeo por torsión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Se deben calcular los coeficientes por reducción por pandeo χ en ambos planos y posteriormente realizar la comprobación más desfavorable en el pilar (como el axil es constante el punto será el de mayor momento). Utilizaremos la misma combinación de cargas que en el apartado anterior.

6.1.3.1 Coeficientes de reducción por pandeo.

Primero calcularemos los coeficientes β de pandeo para determinar el valor de las esbelteces mecánicas λ y después los coeficientes de reducción por pandeo χ .



Estos valores se deben calcular en dos planos en los que la pieza es susceptible de pandear. Tal y como indica la norma, las características geométricas de los perfiles a tomar serán los correspondientes al plano perpendicular al de pandeo estudiado.

Tabla 6.1.2 Propiedades del HEA 240.

$A = 76.8 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$
$A_{v,z} = 2520 \text{ mm}^2$
$I_y = 7770 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
$W_y = 675 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$W_{pl,y} = 745 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$i_y = 100 \text{ mm}$
$i_z = 60 \text{ mm}$
$I_T = 0.42 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
$I_z = 27.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

6.1.3.1.1 Plano del pórtico XZ.

Para el cálculo en el plano del pórtico (XZ) se deben considerar las características del perfil correspondiente al plano perpendicular, en el caso que nos abarca correspondientes al plano y del perfil.

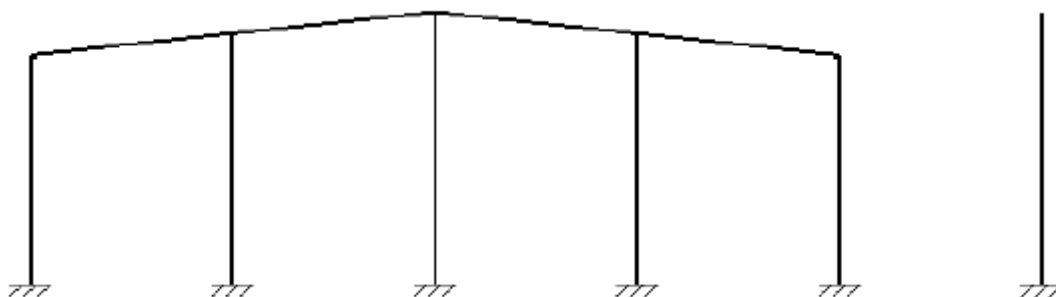


Figura 6.1.3 Configuración inicial de los pilares en el plano del pórtico.



Como se observa en la figura, las condiciones de sustentación del pilar no se corresponden con ninguno de los casos canónicos, pues a pesar de estar empotrado en la base, se desconoce su configuración exacta en cabeza.

Por tanto, para calcular el coeficiente β de pandeo del pilar se opta por utilizar el método establecido en el CTE. En el mismo, se requiere conocer tanto los coeficientes de distribución en la base como en la cabeza del pilar, así como la traslacionalidad o intraslacionalidad del plano de trabajo. $\beta = \beta(\eta_1, \eta_2, GT)$

El coeficiente η_2 es igual a cero ya que el pilar está empotrado en su parte inferior.

El coeficiente de distribución η_1 se obtiene de la siguiente manera:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_i}{K_c + K_i + K_{ii} + K_{ij}}$$

siendo:

K_c coeficiente de rigidez EI/L del tramo de pilar analizado;

K_i coeficiente de rigidez EI/L del siguiente tramo de pilar en el nudo i , nulo caso de no existir;

K_{ij} coeficiente de rigidez eficaz de la viga en el nudo i , y posición j .

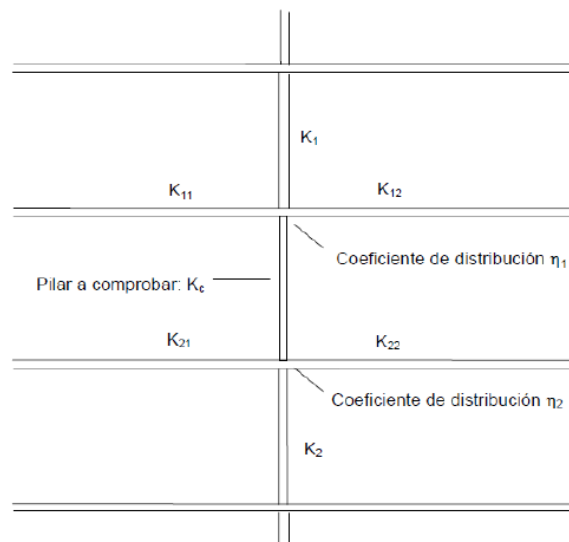


Figura 6.1.4 Figura 6.5 del CTE DB SE-A.



El modo de pandeo a considerar debe ser el más desfavorable (traslacional o intraslacional). En una estructura traslacional, como es nuestro caso, se pueden dar ambos tipos de modos, traslacional e intraslacional. Calcularemos el coeficiente considerando que la estructura es traslacional ya que la solución obtenida de β será más desfavorable.

$$\eta_1 = \frac{\frac{27.7 \cdot 10^6}{8400}}{\frac{27.7 \cdot 10^6}{8400} + 2 \cdot 1.5 \cdot \frac{0.42 \cdot 10^6}{8400}} = 0.956$$

En el caso de β para el supuesto de pórtico traslacional:

$$\beta_t = \sqrt{\frac{1-0.2(\eta_1+\eta_2)-0.12\eta_1\eta_2}{1-0.8(\eta_1+\eta_2)+0.6\eta_1\eta_2}} = \sqrt{\frac{1-0.2(0.956+0)-0.12 \cdot 0.956 \cdot 0}{1-0.8(0.956+0)+0.6 \cdot 0.956 \cdot 0}} = 1.85$$

$$L_{kz} = 1.85 \cdot 8.4 = 15.54 \text{ m.}$$

$$\lambda_z = 1554 \cdot \sqrt{\frac{275}{\pi \cdot 60}} = 0.298 < 2$$

Una vez hemos calculado la esbeltez, se debe obtener el valor de las curvas de pandeo, según las tablas 6.2 y 6.3 del CTE DB SE-A.

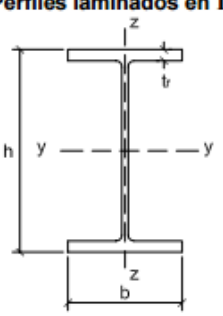
Tipo de sección	Tipo de acero	S235 a S355		S450		
		Eje de pandeo ⁽¹⁾				
		y	z	y	z	
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a_0	a_0
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Figura 6.1.5 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coeficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85

Figura 6.1.6 Coeficientes de imperfección α , según la tabla 6.3 del CTE DB SE-A.



Como se observa en la figura, para el eje de pandeo z, se debe considerar la curva de pandeo c y por tanto el coeficiente de imperfección $\alpha = 0.49$.

Con todos estos datos vamos a calcular el valor de ϕ_z y el coeficiente de reducción por pandeo χ_z :

$$\phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2] = 0.5 [1 + 0.49 (0.298 - 0.2) + 0.298^2] = 0.568$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.568 + \sqrt{0.568^2 - 0.298^2}} = 0.951 < 1$$

6.1.3.1.2 Plano perpendicular al pórtico YZ.

En este plano, debido a la configuración establecida por la viga perimetral y el arriostramiento de fachada, por las cruces de San Andrés, se puede considerar que el pilar está empotrado en la base y apoyado en la cabeza. Por tanto, $\beta = 0.7$

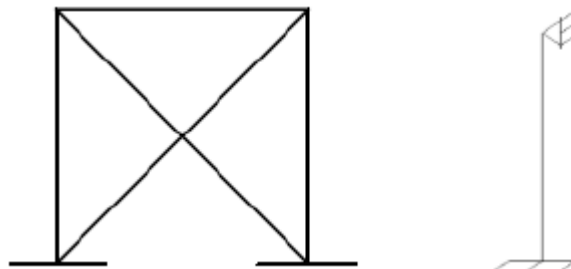


Figura 6.1.7 Configuración de los pilares en el plano perpendicular.

Siendo la esbeltez del pilar en el plano YZ:

$$\beta_z = 0.7 \rightarrow L_{ky} = \beta \cdot h = 0.7 \cdot 7 = 4.9 \text{ m.}$$

Dividiendo la esbeltez por la obtenida en apartados anteriores se calcula la esbeltez reducida, teniendo que comprobar que esta es menor que 2:

$$\lambda_y = 4900 \cdot \frac{\sqrt{\frac{275}{210000}}}{\pi \cdot 100} = 0.564 < 2$$

Una vez hemos calculado la esbeltez, se debe obtener el valor de las curvas de pandeo, según las tablas 6.2 y 6.3 del CTE DB SE-A.



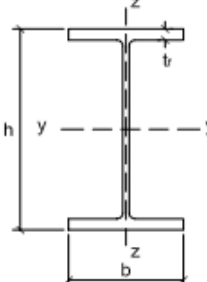
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a_0	a_0
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Figura 6.1.8 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coefficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85

Figura 6.1.9 Coeficientes de imperfección α , según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Obteniéndose que el coeficiente de imperfección para el eje de pandeo y, con la curva de pandeo b, se determina que el coeficiente de imperfección $\alpha = 0.34$.

Con todos estos datos se calcula el valor de ϕ_y y el coeficiente de reducción por pandeo χ_y :

$$\phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2] = 0.5 [1 + 0.34 (0.564 - 0.2) + 0.564^2] = 0.721$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.721 + \sqrt{0.721^2 - 0.564^2}} = 0.855 < 1$$

6.1.3.2 Cálculo de coeficientes y comprobación de ELU.

La comprobación se llevará a cabo con las fórmulas siguientes:

Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$



Además, sólo en piezas susceptibles de pandeo por torsión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Empezamos calculando el factor de reducción χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

donde

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right]$$

Elemento	Límites	Curva de pandeo	α_{LT}
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34

Figura 6.1.10 Tabla 6.6 Factor de imperfección α_{LT} .

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

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2}$$

$$M_{LTv} = C_1 \frac{\pi}{L_C} \sqrt{G I_T E I_z}$$

$$M_{LTw} = W_{ely} \frac{\pi^2 E}{L_C^2} C_1 i_{f,z}^2$$



Distribución de momentos	k_c
 $\psi = 1$	1.0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0.94
	0.90
	0.91
	0.86
	0.77
	0.82

Figura 6.1.11 Distribución de momentos.

Utilizamos la distribución de momentos del plano donde el momento es mayor, en nuestro caso, el plano perpendicular al pórtico.

$$C_1 = \frac{1}{k_c^2} = \frac{1}{0.91^2} = 1.208$$

$$M_{LTv} = 1.208 \cdot \frac{\Pi}{7000} \cdot \sqrt{81000 \cdot 210000 \cdot 0.42 \cdot 10^6 \cdot 2.77 \cdot 10^6} = 76.3 \text{ kNm}$$

$$M_{LTW} = 675 \cdot 10^3 \cdot \frac{\Pi^2 \cdot 210000}{7000^2} \cdot 1.208 \cdot 66.4^2 = 152 \text{ kNm}$$

$$I_{fz} = \frac{7.5^3 \cdot 103}{3 \cdot 12} + \frac{240^3 \cdot 12}{12} = 13.83 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = 12 \cdot 240 + 7.5 \cdot \frac{103}{3} = 3138 \text{ mm}^2$$

$$i_{fz} = \sqrt{\frac{13.83 \cdot 10^6}{3138}} = 66.4 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$M_{CR} = \sqrt{76.3^2 + 152^2} = 170.08 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{745 \cdot 10^3 \cdot 275}{170.08 \cdot 10^6}} = 1.1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.1 - 0.2) + 1.1^2] = 1.2$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.2 + \sqrt{1.2^2 - 1.1^2}} = 0.6 < 1$$



Ahora vamos a calcular los coeficientes:

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

Figura 6.1.12 Tabla 6.9 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza.

$$k_y = 1 + 0,6 (0,564 - 0,2) \cdot \frac{7,37}{0,855 \cdot 2011,4} = 1,001$$

k_{LT} = menor de:

$$1 - \frac{0,1 \cdot 0,298 \cdot 7,37 \cdot 10^3}{(0,568 - 0,25) 0,951 \cdot 2011,4 \cdot 10^3} = 0,9996$$

$$0,6 + 0,298 = 0,898$$

Las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores (traslacionales) a la propia barra, debe tomarse $C_{m,y} = 0,9$ y $C_{mLT} = 0,9$.



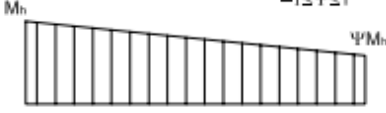
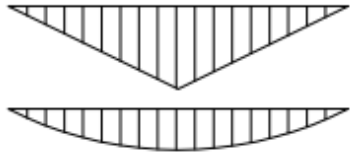
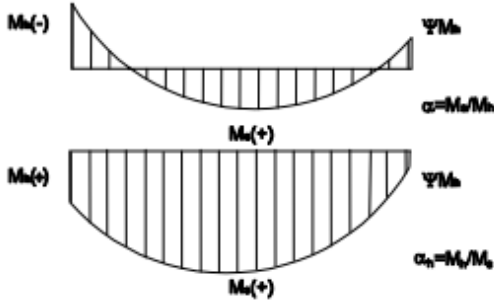
Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$C_{m,y}$	y-y	z-z
$C_{m,z}$	z-z	y-y
$C_{m,LT}$	y-y	y-y
Diagrama de Flectores	Factor de momento uniforme equivalente	
	$C_{m,y} = C_{m,i} (i=y)$ $C_{m,z} = C_{m,i} (i=z)$ $C_{m,LT} = C_{m,i} (i=LT)$	
<p>Momentos de extremo $-1 \leq \psi \leq 1$</p> 		
$C_{m,i} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$		
<p>Momento debido a cargas laterales coplanarias</p> 		
$C_{m,i} = 0,9$		
$C_{m,i} = 0,95$		
<p>Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos</p> 		
$C_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $-1 \leq \alpha \leq 0$ $C_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $0 \leq \alpha \leq 1$		
$C_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$ con $-1 \leq \alpha_h \leq 1$		

Figura 6.1.13 Tabla 6.10 Coeficientes del momento equivalente.

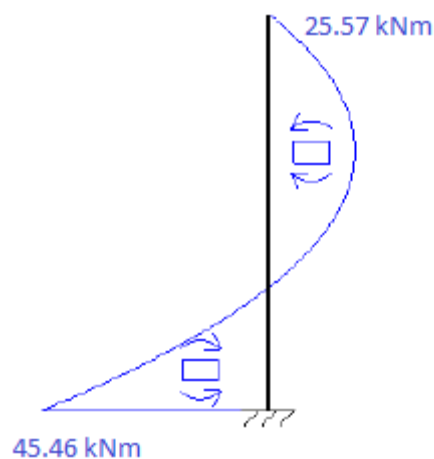


Figura 6.1.14 Ley de momentos en el pilar del pórtico de fachada.



Por tanto, para calcular el valor de $c_{m,y}$ se determina primero el valor de α , que será siempre menor que la unidad.

$$\alpha = \frac{M_s}{M_h} = \frac{25.57}{-45.46} = -0.562; -1 \leq \alpha \leq 0 \rightarrow c_{m,y} = 0.1 - 0.8 \cdot \alpha \geq 0.4$$

$$c_{m,y} = 0.1 - 0.8 \cdot (-0.562) = 0.5496 \geq 0.4$$

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

Figura 6.1.15 Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.

Sustituimos en las fórmulas nombradas al principio:

$$\frac{7.37 \cdot 10^3}{0.855 \cdot 7680 \cdot 261.9} + \frac{1.001 \cdot 0.568 \cdot 45.46 \cdot 10^6}{0.6 \cdot 745 \cdot 10^3 \cdot 261.9} + 0.6 \frac{0.898 \cdot 0.9 \cdot 8.32 \cdot 10^6}{352 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.2688 < 1$$

$$\frac{7.37 \cdot 10^3}{0.951 \cdot 7680 \cdot 261.9} + 0.898 \frac{45.46 \cdot 10^6}{0.6 \cdot 745 \cdot 10^3 \cdot 261.9} + 0.6 \frac{0.898 \cdot 0.9 \cdot 8.32 \cdot 10^6}{352 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.396 < 1$$

El perfil HEA 240 cumple las comprobaciones de pandeo.



6.2 DIMENSIONADO DE LAS VIGAS.

6.2.1 ELS deformación.

Al igual que en los pilares, tendremos en cuenta el criterio de integridad y de apariencia. En las vigas no tendremos en cuenta los desplazamientos horizontales, nos fijaremos en los verticales.

6.2.1.1 Criterio de integridad.

Como ya se hizo en apartados anteriores, para esta solo es preceptiva la flecha relativa activa, por lo que hay que descontar las cargas debido al peso propio.

Habrà que evaluar las flechas tanto en sentido gravitatorio como las debidas a la succi3n del viento en las cubiertas, con las situaciones m1s desfavorables que se pueden considerar:

$$ELS_{\text{presi3n}} = 1Q$$

$$ELS_{\text{succi3n}} = 1G + 1(VF1 + VIP)$$

En la combinaci3n de viento de succi3n s3 que se considera la carga de peso propio, debido a que esta va en sentido contrario a la succi3n, debiendo descontar esta flecha en la evaluaci3n de flecha relativa de este criterio.

ELS_{presi3n}

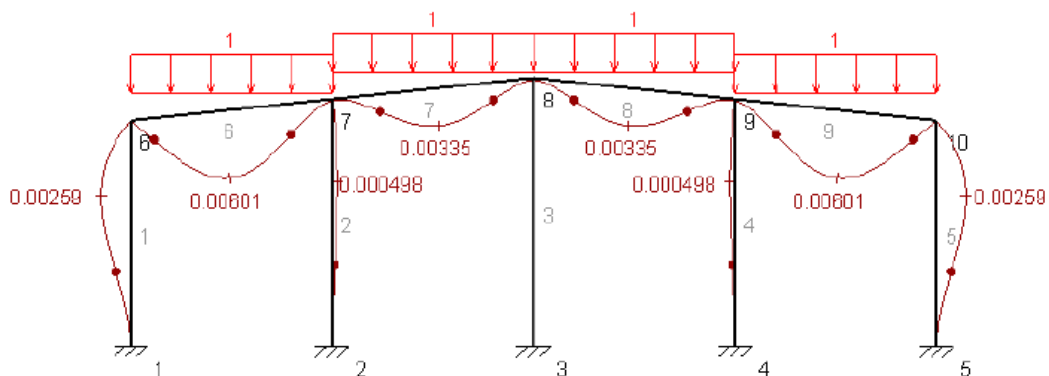


Figura 6.2.1 Deformada debida a ELS de presi3n.



ELS_{succión}

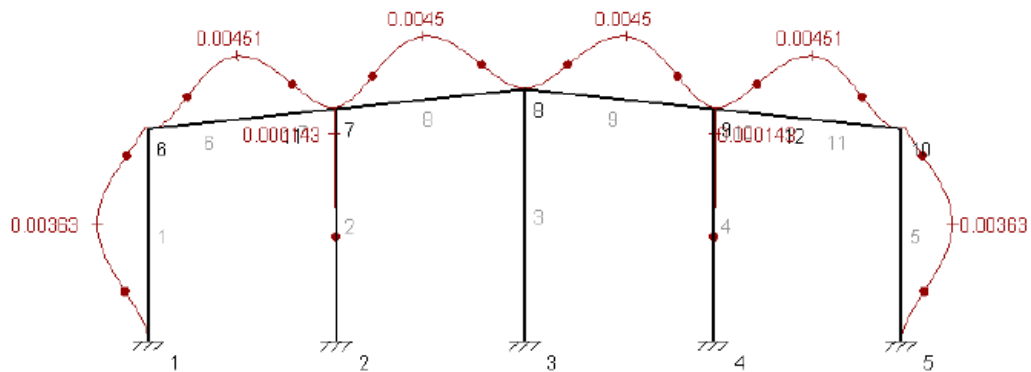


Figura 6.2.2 Deformada debida a ELS de succión.

Como se puede observar, la situación más desfavorable, es la de presión exterior producida por la sobrecarga de uso, ahora se comprobará si cumple el criterio de apariencia de ELS Deformación:

$$f_r = \frac{f_{max}}{\frac{S_f}{2}} = \frac{0.00601}{\frac{7.5}{2}} = 0.0016 \leq \frac{1}{300} = 0.0033 \rightarrow \text{CUMPLE.}$$

6.2.1.2 Criterio de apariencia.

La comprobación del criterio de apariencia se hará para las combinaciones de carga casipermanentes, que al ser todos los coeficientes 0 se reducen a la combinación de 1G, que tal y como ya se comentó, genera sobre la viga una carga uniformemente distribuida de 1 kN/m.

Por lo que la deformada para esta carga es la misma que la calculada en el apartado anterior, debido a que el valor de la carga distribuida también es de 1 kN/m.

Por lo tanto, nuestro perfil también cumplirá el criterio de apariencia.

6.2.2 ELU Resistencia.

La comprobación de resistencia se plantea para la combinación ELU que mayor valor da en la siguiente relación:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 1 y 2}$$



La combinación más desfavorable será 1.35G + 1.5Q, esta carga provoca unas sollicitaciones máximas:

Tabla 6.2.1 Sollicitaciones máximas.

N_{Ed}	10.916 kN
V_{Ed}	9.8598 kN
M_{Ed}	4.17 kNm

6.2.2.1 Interacción del cortante.

Deberemos tener en cuenta la interacción del cortante siempre que $V_{Ed} > 0.5V_{c,Rd}$.

En este caso para un HEA 240 y con el cortante de la hipótesis seleccionada $V_{Ed}=9.8598\text{KN}$:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_{v,z} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 2520 \cdot \frac{261.9}{\sqrt{3}} = 381 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}=9.8598\text{KN} < 0.5V_{c,Rd} = 190.5 \text{ kN}$$

No hay interacción de cortante.

6.2.2.2 Comprobación a flexión compuesta sin cortante.

El perfil seleccionado bajo la acción de un momento flector y un axil, para un acero S275, tiene comportamiento:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad \text{Para secciones de clase 1 y 2}$$

Donde:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 745 \cdot 10^3 \cdot 261.9 = 195115500 \text{ Nm}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 7680 \cdot 261.9 = 2011392 \text{ N}$$

$$N_{Ed} = 10.916 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 4.17 \text{ kNm}$$

$$\frac{10.916 \cdot 10^3}{2011392} + \frac{4.17 \cdot 10^6}{195115500} = 0.0268 < 1$$

El perfil elegido cumple esta condición.



6.2.3 ELU Pandeo.

La combinación más desfavorable para esta combinación es la misma que para ELU Resistencia.

6.2.3.1 Coeficientes de reducción por pandeo.

Primero calcularemos los coeficientes β de pandeo para la determinación del valor de las esbelteces mecánicas y por último, los coeficientes de reducción por pandeo. En este caso, no será necesario calcular el coeficiente de reducción por pandeo lateral χ_{LT} .

Los valores de los coeficientes de reducción por pandeo deben de calcularse en cada uno de los planos del pórtico en los que la pieza puede pandear, debido a que las condiciones de sustentación y la geometría son distintas.

Tabla 6.2.2 Propiedades del HEA 240.

$A = 76.8 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$
$A_{v,z} = 2520 \text{ mm}^2$
$I_y = 7770 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
$W_y = 675 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$W_{pl,y} = 745 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$i_y = 100 \text{ mm}$
$i_z = 60 \text{ mm}$
$I_T = 0.42 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
$I_z = 27.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

6.2.3.1.1 Plano del pórtico XZ.

En este plano, las condiciones de sustentación son de empotramiento elástico en ambos extremos debido a los pilares.

No hay posibilidad de movimiento relativo vertical entre apoyos dado que los pilares lo impiden. Se considera que ambos apoyos están articulados, por lo cual $\beta = 1$.



Además a efecto de pandeo, se consideran las dos jácenas como un elemento único. Con todas estas consideraciones, los parámetros del pandeo considerados en el plano XZ son:

$$L_{ky} = \beta_y \cdot L = 1 \cdot 7500 = 7500 \text{ mm.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{7500}{100} = 75$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{lim}} = \frac{75}{86.815} = 0.864 < 2$$

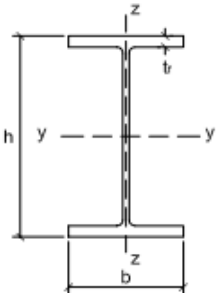
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a_0	a_0
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Figura 6.2.3 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Tal y como se observa en la figura, para el pandeo y, debe considerarse la curva de pandeo b, y con lo fijado en la siguiente figura se determina que el coeficiente de imperfección $\alpha = 0.34$.

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coefficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85

Figura 6.2.4 Coeficientes de imperfección α , según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Con estos datos, se calcula el valor de ϕ_y y el coeficiente de reducción por pandeo χ_y :

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.34 (0.864 - 0.2) + 0.864^2] = 0.986$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.986 + \sqrt{0.986^2 - 0.864^2}} = 0.684 < 1$$



6.2.3.1.2 Plano perpendicular al pórtico YZ.

En el plano perpendicular al pórtico, la jácena tiene impedido el pandeo por efecto de las mismas. Por tanto se considera que el coeficiente de reducción por pandeo es igual a la unidad, puesto que no existe riesgo de pandeo.

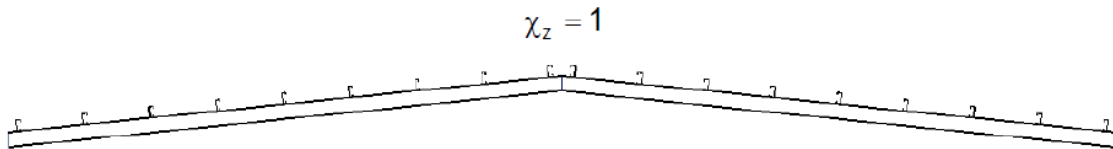


Figura 6.2.5 Correas en cubierta.

6.2.3.2 Cálculo de coeficientes y comprobación del ELU.

El ala comprimida se encuentra arriostrada de forma casi continua por las correas. Estas correas deben arriostrar la viga de forma puntual a distancias menores de $40 \cdot i_z = 40 \cdot 60 = 2.400$ m o de forma continua, para que no se produzca pandeo lateral. Por tanto, arriostraremos las vigas de los pórticos interiores cada 1.5 m.

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

Figura 6.2.6 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza, tabla 6.13 CTE DB SE-A.

Para k_y se utilizará la siguiente expresión:

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

De los cálculos realizados anteriormente se tiene:

$$\bar{\lambda}_y = 0,864 ; \chi_y = 0,684$$



Los axiles de la jácena (N_{Ed} y $N_{c,Rd}$), deben considerarse siempre en valor absoluto:

$$N_{Ed} = 10.916 \text{ kN};$$

$$N_{c,Rd} = A \cdot f = 7680 \cdot 261.9 = 2011.4 \text{ kN}$$

Por tanto, k_y :

$$k_y = 1 + 0.6 \cdot (0.864 - 0.2) \cdot \frac{10.916}{0.684 \cdot 2011.4} = 1.003$$

Y k_{LT} es el menor de:

$$1 - \frac{0.1 \cdot 0.429 \cdot 10.916}{(0.415 - 0.25) \cdot 4.17} = 0.987$$

$$0.6 + 0.429 = 1.029$$

Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$C_{m,y}$	y-y	z-z
$C_{m,z}$	z-z	y-y
$C_{m,LT}$	y-y	y-y

Diagrama de Flectores	Factor de momento uniforme equivalente
<p>Momentos de extremo</p> <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$C_{m,i} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$
<p>Momento debido a cargas laterales coplanarias</p>	$C_{m,i} = 0,9$ $C_{m,i} = 0,95$
<p>Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos</p> <p>$\alpha = M_2/M_1$</p> <p>$\alpha_h = M_2/M_1$</p>	$C_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $-1 \leq \alpha \leq 0$ $C_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $0 \leq \alpha \leq 1$ $C_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$ con $-1 \leq \alpha_h \leq 1$

Figura 6.2.7 Tabla 6.10 Coeficientes del momento equivalente.



El momento en el apoyo tiene un valor de $M_h = -7.287$ kNm.

El momento en el centro de vano M_s , es el máximo interior positivo de la ley de momentos de las jácenas, este momento obtenido en MEFI es de 2.86 kN/m

Por tanto, para calcular el valor de $c_{m,y}$ se determina primero el valor de α , que será siempre menor que la unidad.

$$\alpha = \frac{M_s}{M_h} = \frac{2.86}{-7.287} = -0.393; -1 \leq \alpha \leq 0 \rightarrow c_{m,y} = 0.1 - 0.8 \cdot \alpha \geq 0.4$$

$$c_{m,y} = 0.1 - 0.8 \cdot (-0.393) = 0.415 \geq 0.4$$

Clase	A^*	W_y	W_z	α_y	α_z	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1	A	W_{ply}	W_{plz}	0,6	0,6	0	0
2	A	W_{ply}	W_{plz}	0,6	0,6	0	0
3	A	W_{ely}	W_{elz}	0,8	1	0	0
4	A_{eff}	$W_{eff,y}$	$W_{eff,z}$	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

Figura 6.2.8 Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.

Por último se realiza la comprobación:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{10.916 \cdot 10^3}{0.684 \cdot 7680 \cdot 261.9} + \frac{1.003 \cdot 0.415 \cdot 4.17 \cdot 10^6}{1 \cdot 675 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.18 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{10.916 \cdot 10^3}{1 \cdot 7680 \cdot 261.9} + 0.987 \cdot \frac{4.17 \cdot 10^6}{1 \cdot 675 \cdot 10^3 \cdot 261.9} = 0.287 < 1$$

Por tanto el perfil HEA 240 también cumple las comprobaciones de pandeo.



6.3 DIMENSIONADO DE LA PLACA DE ANCLAJE.

Una vez dimensionados los pilares del pórtico de fachada, se procede a calcular la placa de anclaje que unirá el pilar con la cimentación.

Tras calcular las posibles combinaciones de acciones, se determina que la peor combinación para el cálculo de la placa de anclaje del pilar del pórtico de fachada es $1.35G + 0.5 \cdot 1.5 \cdot N1 + 1.5(VF1 + VIS)$.

El esfuerzo del axil se calculará con la carga aplicada sobre la jácena, mientras que el cortante y el momento flector será calculado con las cargas aplicadas directamente sobre el pilar central del pórtico de fachada.

Los esfuerzos en la base del pilar son los siguientes:

Tabla 6.3.1 Esfuerzos en la base del pilar.

N_{Ed}	-4.9575 kN
V_{Ed}	34.725 kN
M_{Ed}	57.74 kNm

Tal y como se adelantó, la zapata será de hormigón HA-30 ($\gamma = 1.5$) y el material de la placa, cartelas y pernos es S275JR.

Los pernos se colocarán mecanizados mediante rosca y se situarán a una distancia $d' = 60$ mm del borde de la placa.

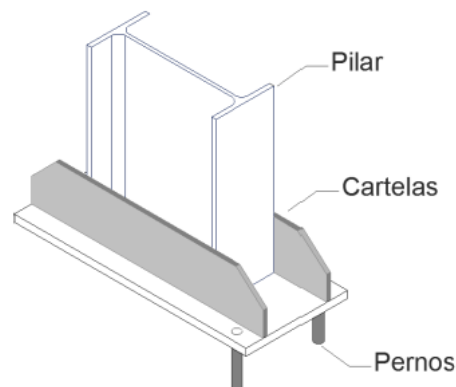


Figura 6.3.1 Elementos de la placa.



6.3.1 Predimensionado.

Como criterio de predimensionado, se empleará uno basado en reglas empíricas, que es el siguiente. En placas de anclaje sometidas a flexión, se le da un vuelo lateral a la placa de 160 mm en la dirección que se produce la flexión (a). En la dirección ortogonal (b), bastará con darle un vuelo de 80 mm. Los pernos de anclaje se situarán a una distancia (d') de 60 mm del borde de la placa.

En el caso que nos abarca, con un pilar del pórtico interior HEA 240, las predimensiones de la placa serán las siguientes:

$$a = 160 + a_p + 160 = 160 + 230 + 160 = 550 \text{ mm}$$

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

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

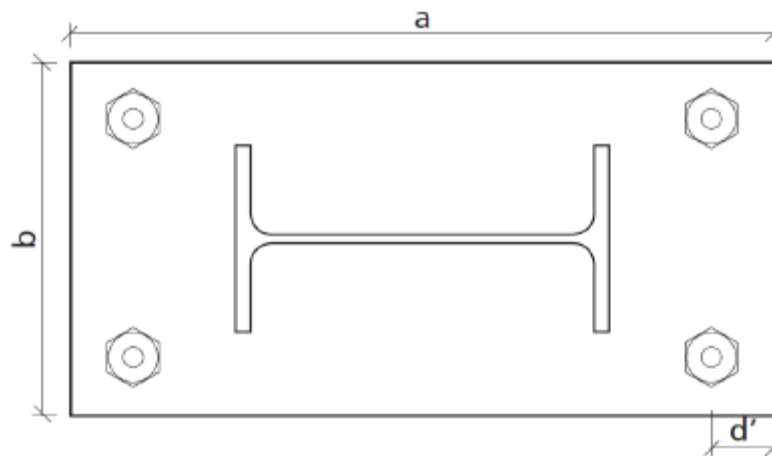


Figura 6.3.2 Dimensiones de la placa.

6.3.2 ELU de agotamiento del apoyo.

El primer paso, es determinar el valor de la resistencia de cálculo de la unión. Se considerará en este caso tanto el coeficiente de junta (β_j), como el factor de concentración (k_j), para el hormigón HA-30 de la zapata se tiene:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} < 3.3 \cdot f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{30}{1.5} = 20$$



Se supondrá que los valores β_j y k_j sean iguales a la unidad, quedando la ecuación así:

$$f_{jd} = 1 \cdot 1 \cdot 20 = 20 \text{ N/mm}^2 < 3.3 \cdot 20 = 66 \text{ N/mm}^2$$

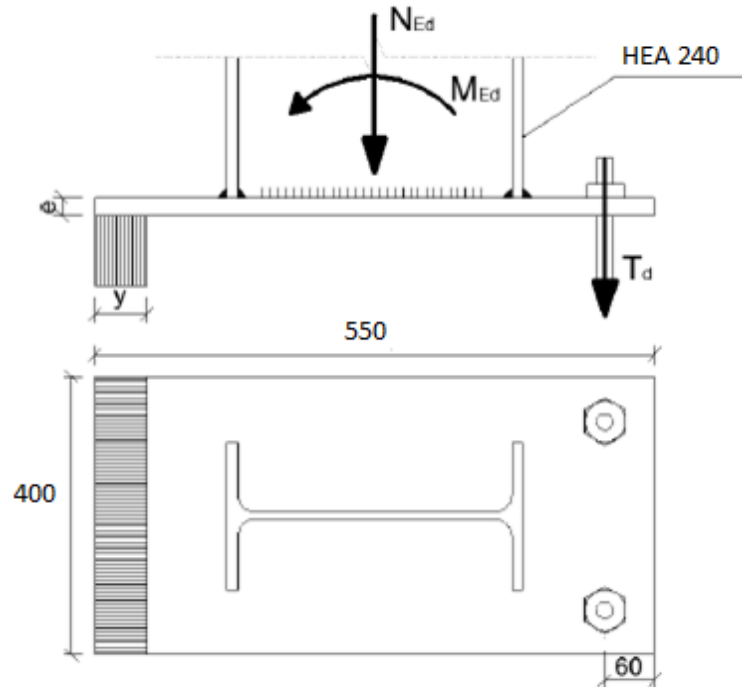


Figura 6.3.3 Esquema de trabajo de la placa a flexión sin cartelas.

Para resolver los distintos ELU, se plantean las ecuaciones de equilibrio:

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 & \quad T_d + N_d = b' \cdot y \cdot \sigma_c \\ \sum M_A = 0 & \quad M_d + N_d \cdot \left(\frac{a}{2} - d' \right) = b' \cdot y \cdot \sigma_c \cdot \left(a - d' - \frac{y}{2} \right) \end{aligned}$$

Se considerará que la sección de hormigón + acero trabaja hasta el agotamiento del hormigón, es decir, hasta que alcanza su deformación última. Al tratarse de una sección de hormigón armado, las deformaciones del acero y hormigón están ligadas.

Estando relacionada la profundidad de la fibra neutra y la anchura del bloque de compresiones por la siguiente expresión: $x=y/0.8$

$$x = \frac{y}{0.8}; \quad \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_c$$



Luego, el conjunto de ecuaciones que se emplearán en el dimensionado de la placa de anclaje son las siguientes:

ELU:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.0035; \quad \sigma_c = f_{yd}$$

EQUILIBRIO:

$$\sum F_v = 0 \quad A_s \cdot \sigma_s + N_d^h = b' \cdot y \cdot \sigma_c;$$

$$\sum M_A = 0 \quad M_d^h + N_d^h \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = b' \cdot y \cdot \sigma_c \cdot \left(a - d' - \frac{y}{2}\right)$$

COMPATIBILIDAD:

$$x = \frac{y}{0.8}; \quad \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_c$$

COMPORTAMIENTO:

$$\sigma_c = \sigma_{cu}; \quad y = 0.8x \text{ (diagrama rectangular)}; \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \neq f_{yd}$$

La resistencia de cálculo del apoyo $f_{yd} = 20 \text{ N/mm}^2$. De la ecuación de equilibrio de momentos se puede despejar la profundidad del bloque de compresiones "y".

$$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = b' \cdot y \cdot \sigma_c \cdot \left(a - d' - \frac{y}{2}\right)$$

$$57.74 \cdot 10^6 + 4.9575 \cdot 10^3 \left(\frac{550}{2} - 60\right) = 400 \cdot y \cdot 20 \cdot \left(550 - 60 - \frac{y}{2}\right) \rightarrow y = 18.5 \text{ mm}$$

Para que se cumpla el ELU de agotamiento del apoyo, debe verificarse:

$$y < \frac{a}{4} \rightarrow y = 18.5 < \frac{550}{4} = 137.5 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE.}$$

De la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene la tracción en los pernos T_d :

$$T_d = b' \cdot y \cdot \sigma_c - N_d = 400 \cdot 18.5 \cdot 20 - (-4.9575 \cdot 10^3) = 152.96 \text{ kN}$$



6.3.3 ELU de agotamiento de la placa a flexión.

Se realiza esta comprobación con el objetivo de determinar el espesor mínimo de la placa de anclaje, que estando dentro de un rango admisible cumpla el ELU.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{M_{Ed}}{W \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Se mantiene el modelo establecido, el elemento resistente será la placa simple, con un ancho "b" y un espesor "e".

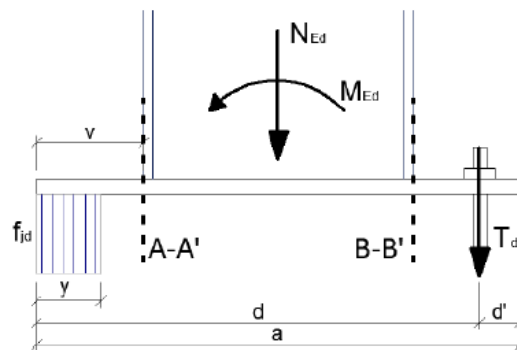


Figura 6.3.4 Modelo de agotamiento de la placa a flexión.

Una vez conocidos los valores de la profundidad del bloque de compresiones y de la tracción en los pernos (y , T_d), se calculan los momentos que producen en los dos puntos de la placa más débiles, que serán aquellos en los que se encuentre la placa con el pilar (puntos A y B).

El vuelo de la placa, como ya se expuso en el apartado de predimensionamiento, es de 160 mm.

El momento en el punto A (encuentro del pilar con la placa en la zona comprimida) es de:

$$M_{AA'} = \sigma_c \cdot b' \cdot y \cdot \left(v - \frac{y}{2}\right) = 20 \cdot 400 \cdot 18.5 \cdot (160 - 9.25) = 22311000 \text{ Nmm}$$

El momento en el punto B (encuentro del pilar con la placa en la zona traccionada) es de:

$$M_{BB'} = T_d \cdot (v - d') = 152960 \cdot (160 - 60) = 15296000 \text{ Nmm}$$

La comprobación se debe hacer en la sección más solicitada, que en este caso es $M_{AA'}$.

La sección que resiste este esfuerzo debe ser únicamente la propia placa, por lo que se debe calcular el momento de inercia de la sección de la placa respecto a su centro de



gravidad. Para posteriormente determinar el módulo resistente hay que dividir la inercia por la distancia a la fibra comprimida o traccionada más lejana.

$$W_x = \frac{I_x}{\frac{e}{2}} = \frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot e^2}{\frac{e}{2}} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot e^2$$

Y el espesor mínimo será aquel que verifique la condición de ELU:

$$\frac{M_{Ed}}{W \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot e^2 \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M_{Ed}}{b \cdot f_{yd}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 22311000}{400 \cdot 261.9}} = 35.75 \text{ mm}$$

Dado que e es un espesor demasiado grande, se deberá colocar dos cartelas. Se utilizará un espesor de la placa 22 mm y un espesor de las cartelas de 15 mm.

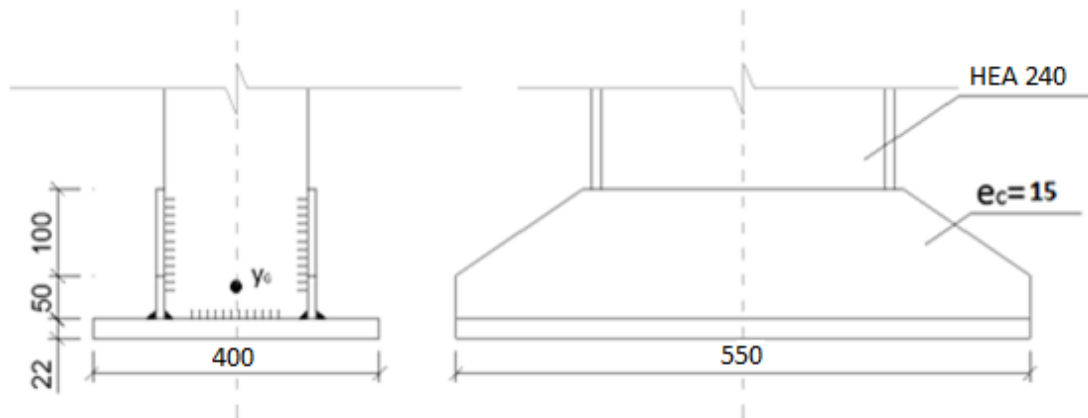


Figura 6.3.5 Placa a flexión con cartelas.

Se deberán calcular las características mecánicas de la nueva sección, se determinan en primer lugar el área total y la posición del centro de gravedad de la nueva sección.

$$A = 22 \cdot 400 + 2 (150 \cdot 15) = 8800 + 4500 = 13300 \text{ mm}^2$$

$$y_G = \frac{8800 \cdot 11 + 4500 \cdot (22 + 75)}{13300} = 33.33 \text{ mm}$$

Luego se determina el momento de inercia de las cartelas y la placa, y aplicando el teorema de Steiner se calcula el momento de inercia respecto al centro de gravedad de la pieza:

$$I = \sum I_t + \sum A_i (y_g - y_i)^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 22^3 \cdot 400 + \frac{2}{12} \cdot 150^3 \cdot 15 + 4500 (97 - 33.33)^2 + 8800 (33.33 - 11)^2 = 31422778 \text{ mm}^4$$



Dado que la pieza no es simétrica respecto a la posición del centro de gravedad. No es igual el módulo resistente respecto de una fibra u otra, por lo que se deben calcular ambos y emplear el menor de los dos:

$$W_{\text{sup}} = \frac{I}{h - y_G} = \frac{31422778}{(150 + 10 + 22) - 33.33} = 211359.24 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{inf}} = \frac{I}{y_G} = \frac{31422778}{33.33} = 942777.62 \text{ mm}^3$$

$$W = \min(W_{\text{sup}}, W_{\text{inf}}) = 211.36 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

El área portante de la placa de anclaje con cartelas en el caso de flexión compuesta tiene el aspecto que se muestra en la siguiente figura, siendo el ancho portante de la placa b' , no la totalidad del ancho de la placa b , sino que únicamente colabora las proximidades de las cartelas.

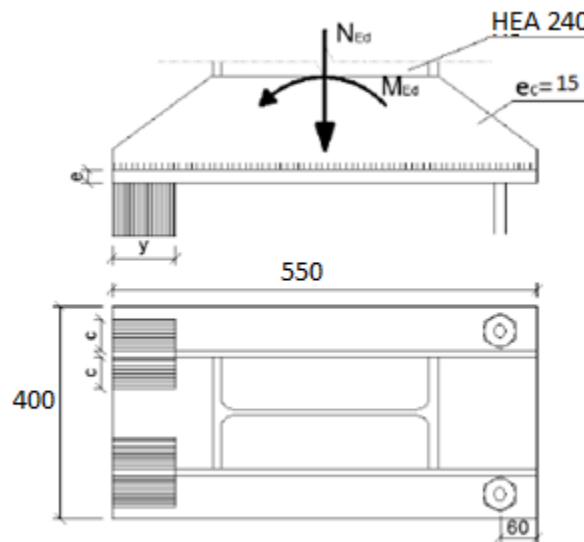


Figura 6.3.6 Área portante de la sección con cartelas.

Se calcula la anchura suplementaria de apoyo c :

$$c = e \cdot \left(\frac{f_{yd}}{3f_{jd}} \right)^{\frac{1}{2}} = 22 \cdot \left(\frac{261.9}{3 \cdot 20} \right)^{\frac{1}{2}} = 45.96 \text{ mm.}$$

Luego, el ancho portante b' valdrá:

$$b' = 2 \cdot (c + e_c + c) = 2 \cdot (45.96 + 15 + 45.96) = 213.84 \text{ mm.}$$



Es necesario realizar algunas comprobaciones geométricas respecto al ancho portante:

- No pueden solaparse las bandas en la parte central de la placa, es decir:

$$b_{\text{perfil}} > 2 \cdot c \rightarrow 240 > 2 \cdot 45.96 = 91.92 \quad \text{CUMPLE}$$

- La anchura suplementaria no puede ser mayor que el vuelo lateral de la placa.

$$V_{\text{lat}} = \frac{b - b_p - 2 \cdot e_c}{2} > c \rightarrow \frac{400 - 100 - 2 \cdot 15}{2} = 135 > 45.96 \quad \text{CUMPLE}$$

- El ancho portante no puede ser mayor que el ancho de la placa.

$$b > b' \rightarrow 400 > 213.84 \quad \text{CUMPLE}$$

Al haberse modificado el ancho portante de la placa, se debe volver a comprobar el ELU de agotamiento del apoyo, determinando la anchura del bloque de compresiones “y”, además de la tracción en los pernos “T_d”.

Recurriendo a las ecuaciones de equilibrio de momentos y fuerzas verticales se obtiene:

$$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - d'\right) = b' \cdot y \cdot \sigma_c \cdot \left(a - d' - \frac{y}{2}\right)$$

$$57.74 \cdot 10^6 - 4.9575 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{550}{2} - 60\right) = 213.84 \cdot y \cdot 20 \left(550 - 60 - \frac{y}{2}\right)$$

$$\rightarrow y = 27.84 \text{ mm} < \frac{a}{4}$$

Por tanto la placa con cartelas cumple el ELU de agotamiento del apoyo.

El agotamiento de la sección del apoyo se produce cuando el hormigón en compresión alcanza su deformación última. De la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene T:

$$T_d = b' \cdot y \cdot \sigma_c - N_d = 213.84 \cdot 20 \cdot 27.84 - (-4.9575 \cdot 10^3) = 124023.6 \text{ N}$$

Se recalculan los valores de M_{AA'} y M_{BB'} con los nuevos valores, para ver si se verifica el ELU a flexión de las cartelas:

$$M_{AA'} = \sigma_c \cdot b' \cdot y \cdot \left(v - \frac{y}{2}\right) = 20 \cdot 213.84 \cdot 27.84 \cdot (160 - 13.92) = 17393177.64 \text{ Nmm}$$

$$M_{BB'} = T_d \cdot (v - d') = 124023.6 \cdot (160 - 60) = 12402360 \text{ Nmm}$$

Comprobando el ELU de agotamiento de la placa a flexión:

$$\frac{M_{Ed}}{W \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{\max(M_{AA'}, M_{BB'})}{W_{\min} \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{17393177.64}{211360 \cdot 261.9} = 0.314 < 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$



6.3.4 ELU de agotamiento de los pernos a tracción.

Se procede a comprobar cómo se comporta el acero de los pernos, dato importante para determinar el número de pernos que se necesitan.

La resistencia a tracción del conjunto de pernos es:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1.25}$$

Esta resistencia tiene que ser menor que la tracción en los pernos obtenida anteriormente $T_d = 132448.91 \text{ N}$

$$T_d < F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1.25}$$
$$A_s = \frac{124023.6 \cdot 1.25}{0.9 \cdot 410} = 420.14 \text{ mm}^2$$

Si colocamos dos pernos:

$$\phi = \frac{420.14}{2} = 210.07 \text{ mm}^2$$

Entonces el diámetro de cada perno será:

$$0.8 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 210.07 \rightarrow \phi = 18.28 \text{ mm}$$

Por tanto, la solución será colocar 2 pernos de diámetro 20 mm.

6.3.5 ELU de agotamiento de los pernos a cortante.

En primer lugar se comprueba la tracción, teniendo en cuenta que el esfuerzo a tracción debe ser menos que la resistencia a tracción de los pernos:

$$T_d = 132448.91 \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 410 \cdot \left(2 \cdot 0.8 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4}\right)}{1.25} = 148383.7 \text{ N}$$

La resistencia a cortante de un perno de anclaje ($F_{vb,Rd}$) valdrá:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$



Siendo:

- $\alpha_b = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb}$
- f_{yb} (N/mm²) el límite elástico del acero del perno.
- f_{ub} resistencia ultima del acero del perno.
- $\gamma_{M2} = 1.25$

Para los pernos roscados de $\phi = 20$ mm de acero S275JR, la resistencia a cortante de un perno será:

$$F_{vb,Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \cdot 261.9) \cdot 410 \cdot 0.8 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 20^2}{1.25} = 29794.6 \text{ N}$$

El efecto del cortante V_{Ed} , deberá de ser menor que la resistencia a cortante de la unión $F_{v,Rd}$ calculada de la siguiente forma:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_t \cdot F_{vb,Rd}$$

Donde:

- $F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{Ed}$
- $C_{f,d}$ coeficiente de rozamiento acero-mortero = 0.2
- N_t número total de pernos de la base.

Al ser 2 ϕ 20 por cara, la resistencia a cortante de la unión será:

$$F_{v,Rd} = 0.2 \cdot (-4.9575 \cdot 10^3) + 4 \cdot 29794.6 = 118186.9 \text{ N}$$

La resistencia de la unión a cortante es muy superior al cortante existente en la placa:

$$V_{Ed} = 34.725 \cdot 10^3 \text{ N} \leq 118186.9 \text{ N}$$

Por último se calcula la interacción tracción-cortante, mediante la expresión:

$$\frac{V_{Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{T_d}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$
$$\frac{34725}{118186.9} + \frac{124023.6}{1.4 \cdot 148383.7} = 0.89 \leq 1$$



6.3.6 ELU de anclaje de los pernos.

Ahora se debe determinar la longitud de anclaje de los pernos en el macizo de la cimentación, l_a .

$$l_a = l_{b,neto} = l_{bl} \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \leq \max\left(10 \cdot \phi, 150 \text{ mm}, \frac{l_b}{3}\right)$$

En primer lugar, se calcula la longitud de anclaje básica l_{bl} , que para barras lisas de hacer S275JR de diámetro 20 mm valdrá:

$$l_{bl} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bm}}$$

$$\tau_{bm} = (0.36\sqrt{f_{ck}})/\gamma_c$$

$$l_{bl} = \frac{20}{4} \cdot \frac{261.9}{(0.36\sqrt{30})/1.5} = 996.17 \text{ mm}$$

Ahora se calcula la longitud de anclaje neta, sin tener en cuenta el dispositivo de anclaje (β).

$$l_a = l_{b,neto} = l_{bl} \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

$$l_a = 996.17 \cdot \beta \cdot \frac{420.14}{2 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4}} = 666.11 \beta \text{ mm}$$

Al ser un anclaje superior al espesor de mi zapata, es necesario emplear alguno de los dispositivos de anclaje que permiten reducir la misma, en este caso se utilizará el anclaje por patilla:

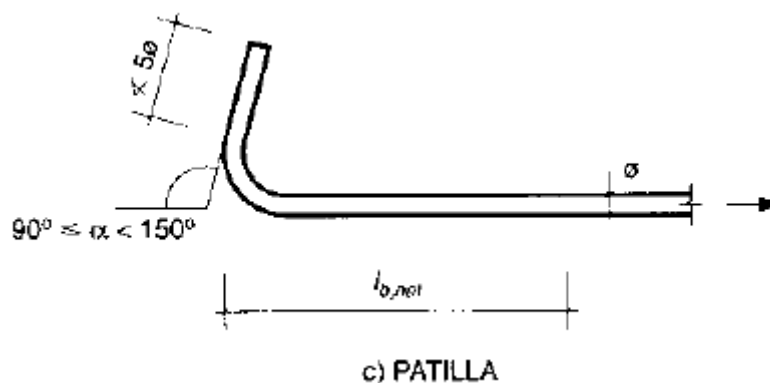


Figura 6.3.7 Dispositivo de anclaje por patilla.



Siendo el coeficiente β de este tipo de anclajes igual a 0.7, quedándose entonces una longitud de anclaje de los pernos igual a $l_a = 666.11 \cdot 0.7 = 466.3$ mm.

Por último se comprueba que la longitud de anclaje no está excesivamente reducida respecto a la longitud básica, debiéndose cumplir:

$$l_a = 466.3 \nless \max\left(10\phi, 150 \text{ mm}, \frac{l_b}{3}\right) = \max(200, 150, 332.06) = 332.06$$

Al no cumplirse esta comprobación, la solución calculado es correcta, y por tanto se adoptan $2\phi 20$ anclados en patilla 466.3 mm.

6.4 DIMENSIONADO DE LAS CIMENTACIONES.

En este apartado se calcularán las zapatas de los pórticos interiores.

Se considerarán zapatas excéntricas de canto 100 cm y deberán de ser capaces de soportar las acciones que provienen desde los pórticos interiores.

En el apartado 2.4 se fijaron los materiales para la zapata; tanto para el hormigón HA-30 ($\gamma_c = 1.5$) como el acero de las armaduras B500S ($\gamma_s = 1.15$), también se estableció que la zapata reposa sobre una solera de asiento de 10 cm tal y como marca la EHE-08. Anejo 18.

6.4.1 ELU de equilibrio. Seguridad al vuelco.

Por la posición del pilar sobre la zapata y con las solicitaciones en la base del pilar de todas las acciones, el eje de giro de vuelco está en A o en B, según la acción que se esté considerando.

Se debe ver qué efecto tiene cada una de las acciones que llegan desde el pilar. Para ello calcularemos el momento en cada uno de los dos puntos de vuelco A y B.

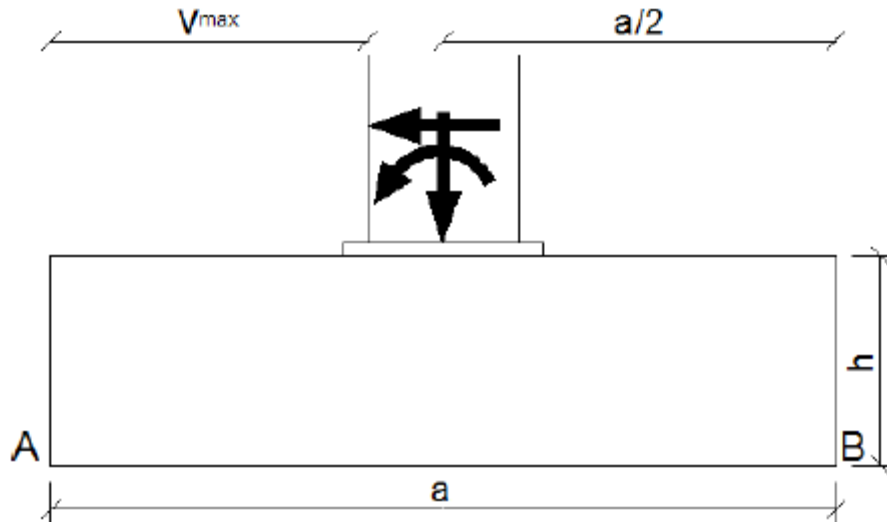


Figura 6.4.1 Vuelco de la zapata del pilar central.

La comprobación de vuelco debe realizarse para todas las posibles combinaciones de situaciones persistentes o transitorias.

Las acciones permanentes (G) deben aparecer en cualquier combinación y el resto de acciones gravitatorias no se considerarán, ya que no provocan cortante ni momento en el pilar central, provocando solo un axil de compresión que siempre da un efecto estabilizante. En cuanto a las desestabilizantes, se estudiará el vuelco respecto de A con la peor situación de viento frontal $1G + 1(VF1 + VIS)$ y el vuelco respecto de B con el peor viento lateral $1G + 1(VL + VIP)$.

Los coeficientes de seguridad utilizados son de 0.9 para acciones estabilizadoras y de 1.8 para acciones desestabilizadoras.

El peso propio de la zapata será $P = a \cdot a \cdot h \cdot 25 = a^2 \cdot 1 \cdot 25 = 25 a^2$

- Vuelco respecto del punto A.

$$\text{Efecto estabilizante } (P_{\text{zapata}}) = 25 a^2 \cdot 0.5 \cdot a = 12.5 a^3$$

$$\text{Efecto desestabilizante } (1 \cdot G) = M_G + h \cdot V_G - N_G \cdot \left(\frac{a}{2}\right) = 0 + 0 + 6.0391 \left(\frac{a}{2}\right)$$

$$\text{Efecto desestabilizante } (1 \cdot VF1 + 1 \cdot VIS) = 38.494 + 0.7 \cdot 23.15 - (-8.1332) \left(\frac{a}{2}\right) = 54.7 + 4.067 a$$

Los efectos estabilizantes deben ser mayores que los desestabilizantes por tanto:

$$0.9 (12.5 a^3) \geq 1.8 (54.7 + 4.067 \cdot a) \rightarrow a \geq 2.17 \text{ m}$$



- Vuelco respecto del punto B.

$$\text{Efecto estabilizante } (P_{\text{zapata}}) = 25 a^2 \cdot 0.5 \cdot a = 12.5 a^3$$

$$\text{Efecto estabilizante } (1 \cdot G) = M_G + h \cdot V_G - N_G \cdot \left(\frac{a}{2}\right) = 0 + 0 + 6.0391 \left(\frac{a}{2}\right)$$

$$\text{Efecto desestabilizante } (1 \cdot VL + 1 \cdot VIP) = 39.307 + 0.7 \cdot 23.639 - (-6.2855) \left(\frac{a}{2}\right) = 55.85 + 3.143 a$$

Los efectos estabilizantes deben ser mayores que los desestabilizantes por tanto:

$$0.9 (12.5 a^3 + 3.02a) \geq 1.8 (55.85 + 3.143 \cdot a) \rightarrow a \geq 2.12 \text{ m}$$

Por tanto, observando ambas comprobaciones, se establece que las dimensiones mínimas de la zapata serán:

$$a = 2.5 \text{ m}, b = 2.5 \text{ m}, h = 1 \text{ m}$$

6.4.2 ELU de agotamiento del terreno.

Se realizará la comprobación de agotamiento del terreno que marca el CTE DB SE-C para la zapata, cimentación directa, que ha verificado el ELU de seguridad al vuelco.

Se comprobará con los esfuerzos de la barra, la combinación más desfavorable para esta comprobación es la siguiente: $1P + 1G + 0.5N1 + 1(VF1+VIS)$.

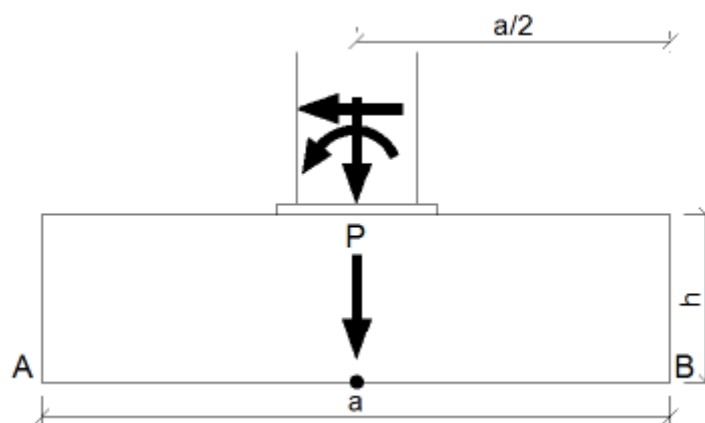


Figura 6.4.2 Acciones para el cálculo de agotamiento del terreno.



Las acciones en la base del pilar, para la combinación de cálculo son:

Tabla 6.4.1 Acciones base del pilar.

N_k^h	-0.053661 kN
V_k^h	38.494 kN
M_k^h	23.15 kNm

El peso de la cimentación y la excentricidad geométrica serán:

$$P = a \cdot b \cdot h \cdot \gamma_h = 2.5 \cdot 2.5 \cdot 1 \cdot 25 = 156.25 \text{ kN}$$

Seguidamente, se trasladan las acciones a la base de la zapata, para ver cómo afecta al terreno las cargas aplicadas:

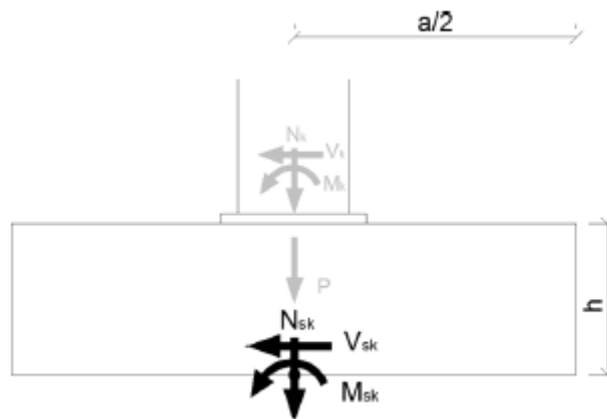


Figura 6.4.3 Acciones transmitidas al terreno.

$$N_{s,k}^h = P + N_k^h = 156.25 - 0.05366 = 156.2 \text{ kN}$$

$$M_{s,k}^h = M_k^h + V_k^h \cdot h - N_k^h \cdot e_g = 38.494 + 23.15 \cdot 1 - (-0.05366) \cdot 0 = 61.64 \text{ kNm}$$

$$V_{s,k}^h = V_k^h = 23.15 \text{ kN}$$

Una vez conocidas las acciones transmitidas al terreno, se realiza el cálculo del área equivalente.

$$e_a = \frac{M_{s,k}^h}{N_{s,k}^h} = \frac{61.64}{156.2} = 0.395 \text{ m.} \quad e_b = 0.$$

$$a^* = a - 2e_a = 2.5 - 2 \cdot 0.395 = 1.71 \text{ m}$$

$$b^* = b - 2e_b = 2.5 \text{ m}$$

$$A^* = a^* \cdot b^* = 4.28 \text{ m}^2$$



Por último se calcula la presión total bruta media (q_b), comparándola con la resistencia del terreno (q_s):

$$q_b = \frac{N_{S,k}^h}{A^*} = \frac{156.2}{4.28} = 36.5 \text{ kN/m}^2 < q_s = 150 \text{ kN/m}^2$$

Por tanto, la zapata dimensionada cumple con el ELU de agotamiento del terreno.

6.4.3 ELU de agotamiento de la cimentación.

Para realizar el cálculo de este estado límite se deben considerar todas las combinaciones establecidas para los estados límites últimos en el caso del pilar y jácena, a las que se deben sumar las acciones del peso propio de la estructura de cimentación con los coeficientes de mayoración 1 y 1.35.

Se llega a la conclusión de que la combinación más desfavorable con la que se va a abordar el cálculo es $ELU = 1P + 1.35G + 0.75N1 + 1.5(VF1 + VIS)$

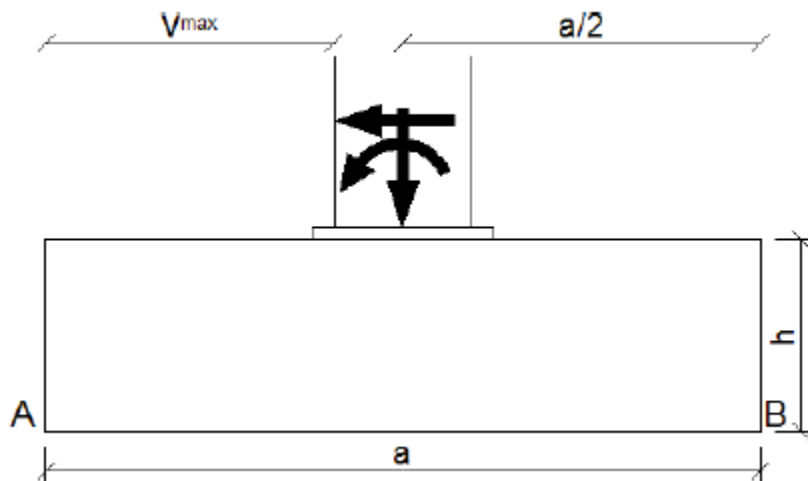


Figura 6.4.4 Clasificación de la zapata.

Ahora vamos a comprobar si se trata de una zapata rígida o de una zapata flexible:

$$v = \frac{2.5 - 0.2}{2} = 1.15 < 2h = 2 \text{ m} \rightarrow \text{ZAPATA RÍGIDA}$$



En la base del pilar, para la combinación mencionada, se obtienen los siguientes esfuerzos, desde MEF1:

Tabla 6.4.2 Acciones base del pilar ELU.

N_k^h	-1.7823 kN
V_k^h	34.725 kN
M_k^h	57.74 kNm

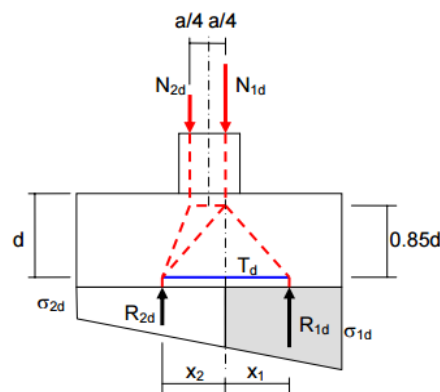


Figura 6.4.5 Modelo de zapata a utilizar.

Empezaremos calculando las tensiones:

$$\sigma_{\max} = \frac{N+P}{a \cdot b} + 6 \cdot \frac{(M+V \cdot h)}{a^2 \cdot b} = \frac{-1.7823+156.28}{2.5^2} + 6 \cdot \frac{(57.74+34.725)}{2.5^3} = 60.23 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N+P}{a \cdot b} - 6 \cdot \frac{(M+V \cdot h)}{a^2 \cdot b} = \frac{-1.7823+156.28}{2.5^2} - 6 \cdot \frac{(57.74+34.725)}{2.5^3} = 24.72 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{med}} = \frac{60.23+24.72}{2} = 42.48 \text{ kN/m}^2$$

$$R_2 = \frac{24.72+42.48}{2.5} \cdot 2.5 \cdot 1.25 = 105 \text{ kN}$$

$$R_1 = \frac{60.23+42.48}{2.5} \cdot 2.5 \cdot 1.25 = 160.48 \text{ kN}$$

$$x_2 = \frac{1.25}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 24.72+42.48}{24.72+42.48} \right) = 0.57 \text{ m.}$$

$$x_1 = 1.25 - \frac{1.25}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 42.48+60.23}{42.48+60.23} \right) = 0.66 \text{ m.}$$



$$T_d = \frac{R_1 x_1}{0.85d} = \frac{160.48 \cdot 0.66}{0.85 \cdot 0.95} = 131.17 \text{ kN} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_s = \frac{131.17 \cdot 10^3}{400} = 327.93 \text{ mm}^2$$

Una vez obtenida el área, vamos a ver la armadura necesaria en nuestra zapata.

Las cuantías mínimas son:

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400\text{N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500\text{N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizas. Todas las

Figura 6.4.6 Tabla 42.3.5 Cuantías mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón.

$$A_{s,p} = 0.0009 \cdot 2500 \cdot 1000 = 2250 \text{ mm}^2$$

Se armarán con cuantías mínimas, tanto la armadura longitudinal como la armadura transversal.

La separación entre barras estará comprendida entre 10 y 30 cm, también habrá que configurar el número de armaduras y su diámetro.

$$\phi = \phi_{max}; n_\phi = 1 + \text{int} \left(\frac{A_s}{A_\phi} \right); s_\phi = \frac{b - 2 \cdot n_{at}}{n_\phi - 1}; 10 \leq s_\phi \leq 30$$

Tabla 6.4.3 Disposición de las armaduras longitudinales y transversales.

ϕ (mm)	A (mm)	n_ϕ	s_ϕ	$10 < s_\phi < 30$
20	314.16	$5.58 \approx 6$	46.8	NO
16	201.1	$7.16 \approx 8$	33.5	NO
14	153.94	$10.92 \approx 11$	23.4	SI



6.4.4 ELU de anclaje de las armaduras.

Las armaduras se dispondrán en toda la longitud de la zapata y se anclarán con especial cuidado, ya que el modelo biela-tirantes exige el funcionamiento eficaz del tirante en toda su longitud. Según EHE, el anclaje mediante barras transversales soldadas es especialmente recomendable en el caso de zapatas rígidas.

Las armaduras de la zapata se encuentran en POSICIÓN 1, de buena adherencia, y al ser de acero B500S y hormigón HA-30, la longitud básica de anclaje será:

$$\ell_{bl} = \max\left(m \cdot \phi^2, \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi\right); m(B500S, HA-30) = 1.3$$

$$l_{bl} = \max\left(1.3 \cdot 14^2, \frac{500}{20} \cdot 14\right) = 350 \text{ mm}$$

Una vez conocida la longitud básica, se obtiene la longitud neta de anclaje:

$$\ell_{b,neto} = \ell_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \leq \max\left(10\phi, 15\text{cm}, \frac{\ell_b}{3}\right)$$

$$l_{b,neto} = 350 \cdot \beta \cdot \frac{2250}{12 \cdot 153.94} = 426.3\beta \leq \max\left(10 \cdot 14, 15, \frac{250}{3}\right) = 140 \text{ mm}$$

$$l_{b,neto} = 426.3 \text{ mm (Prolongación recta; } \beta = 1)$$

$$l_{b,neto} = 298.41 \text{ mm (anclaje patilla; } \beta = 0.7)$$

La solución adoptada será la de la barra transversal.

6.4.5 ELU cortante.

La condición de estado límite será: $V_{d2}^h \leq V_{u2}$. Por tanto, se debe calcular el cortante en la sección de referencia 2, cuyas características son:

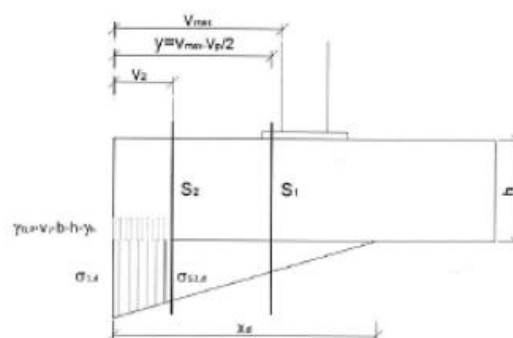


Figura 6.4.7 Características sección de referencia 2.



$$y = \frac{V_{max} - V_{placa}}{2} = \frac{1.15 - 0.15}{2} = 1 \text{ m}$$

$$V_2 = y - d = 1 - 0.65 = 0.35 \text{ m.}$$

Se calcula el cortante último que puede soportar la sección de la zapata V_{u2} :

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_2 \cdot d_2 \right] \leq \left[\frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_2 \cdot d_2 \right]$$

Donde:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_2 d_2} = \frac{11 \cdot \pi \cdot \frac{1.4^2}{4}}{250 \cdot 95} = 0.001 \leq 0.02$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ (mm)}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1.458$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0.18}{1.5} \cdot 1.458 \cdot (100 \cdot 0.001 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \cdot 2500 \cdot 950 \right] \leq \left[\frac{0.075}{1.5} \cdot 1.458^{3/2} \cdot 30^{1/2} \cdot 2500 \cdot 950 \right]$$

$$V_{u2} = 599297.97 \text{ N} \leq 1145066 \text{ N} \rightarrow V_{u2} = 1145.066 \text{ kN}$$

Resta por determinar el valor del cortante de cálculo V y si supera el valor del cortante último. Como $x_d = 1.605 \text{ m} > v_2 = 0.075 \text{ m}$:

$$\sigma_{s2} = \frac{x_d - v_2}{x_d} \cdot \sigma_{1d} = \frac{1.605 - 0.35}{1.605} \cdot 60.23 = 47.1 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{d2}^h = \sigma_{s2}^h(v_2) \cdot b \cdot y - \gamma_{G,p} \cdot \gamma_h \cdot h \cdot b \cdot y + (\sigma_{1d}^h - \sigma_{s2}^h(v_2)) \cdot b \cdot \frac{y}{2}$$

$$V_{d2}^h = 47.1 \cdot 2.5 \cdot 1 - 1 \cdot 25 \cdot 2.5 \cdot 1 + (60.23 - 47.1) \cdot 2.5 \cdot 1/2 = 71.66 \text{ kN}$$

Por tanto, se cumple la condición de cortante ya que:

$$V_{d2}^h = 71.66 \text{ kN} < V_{u2} = 1145.066 \text{ kN}$$

6.4.6 ELU punzonamiento.

La resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas concentradas actuando en losas sin armadura transversal se comprueba utilizando una tensión tangencial nominal T_{sd} en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada. El área crítica $u_1 \cdot d$ se sitúa a una distancia $2 \cdot d$ desde el perímetro del área cargada o del soporte como se puede ver en la siguiente figura:

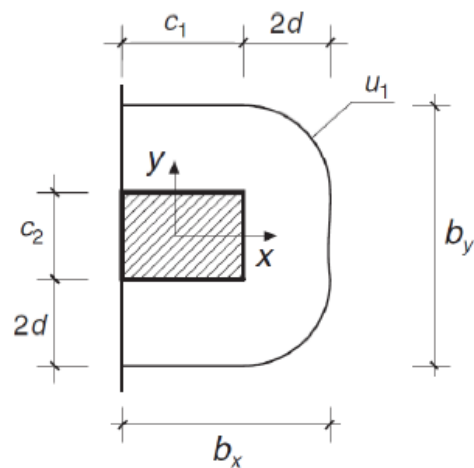


Figura 6.4.8 Perímetro crítico de punzonamiento. Figura 46.2.b EHE-08.

Se comprueba la posición del perímetro u_1 , con respecto a la dimensión b de la zapata:

$$2 \cdot d + b_{\text{placa}} + 2 \cdot d = 2 \cdot 95 + 25 + 2 \cdot 95 = 405 \text{ cm.}$$

Se sale de la zapata, por lo que en estas condiciones, no resulta de aplicación, al carecer de sentido, la comprobación a punzonamiento que plantea la EHE-08.

ESCUELA DE INGENIERIA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS E
INGENIERIA DE MINAS. UNIVERSIDAD POLITECNICA DE CARTAGENA.



5. Sistema de contraviento.



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA
DE CARTAGENA



E.T.S. de Ingeniería de
Caminos, Canales y Puertos y
de Ingeniería de Minas
Universidad Politécnica
de Cartagena



7. DIMENSIONADO DE LA VIGA A CONTRAVIENTO.

Una vez dimensionado los pilares y las vigas del pórtico de fachada, se procede a dimensionar el resto de elementos de la viga de contraviento, como son los montantes y las diagonales.

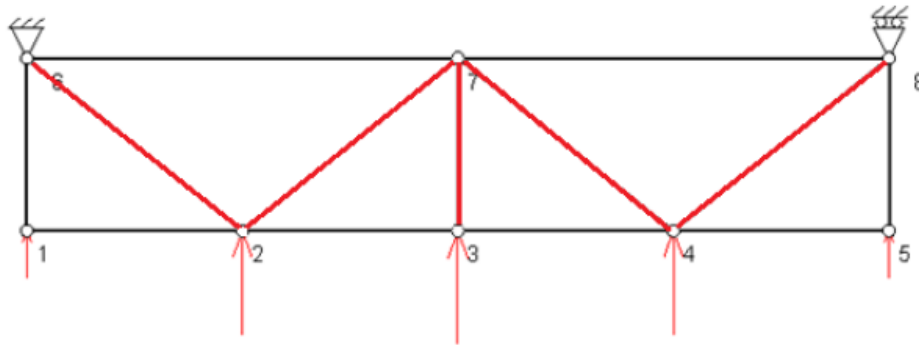


Figura 7.1 Elementos de la viga contraviento a dimensionar.

7.1 MONTANTES.

Solo se dispone en este caso de un montante, debido a que los montantes extremos de la viga de contraviento se consideran parte del arriostramiento y por tanto se calcularán después.

Será el montante que recoge la acción del viento en el pilar central del pórtico de fachada, y trabajará a compresión frente a la acción del viento sobre la fachada frontal, por tanto es recomendable utilizar perfiles huecos, con concentraciones bajas.

7.1.1 ELS Deformación.

En este caso, no es necesario realizar la comprobación de deformación puesto que para aparecer flechas, es necesario que existan momentos, y para ello cargas aplicadas sobre la barra, y en los montantes no aparecen dichas cargas, debido a que el viento, nieve y demás acciones actúan sobre las correas y éstas apoyan sobre las vigas, no sobre la viga de contraviento.

Dado que el montante tiene una longitud de 5 metros (<6 m), no es necesario considerar la flecha producida por el peso propio del elemento y comprobar así el criterio de apariencia.



7.1.2 ELU Resistencia.

Al ser el montante un elemento que trabaja a compresión, no tiene sentido calcular este estado límite, pues el pandeo será siempre más restrictivo.

7.1.3 ELU Pandeo.

La comprobación de la estabilidad a pandeo de la pieza tiene una doble condición, la esbeltez que servirá para obtener un perfil de partida y la de tensiones que deberá ser verificada para el perfil seleccionado:

$$\bar{\lambda}_j \leq \bar{\lambda}_{\max} = 2$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{lim} \cdot A \cdot f_{yd}} \leq 1$$

El montante será un elemento que trabaja a compresión, y que se puede considerar como biapoyado y con $GT = 0$, por tanto:

$$\beta = \beta(1,1,0) = 1$$

$$\ell_k = \beta \cdot l = 1 \cdot s = 5000 \text{ mm}$$

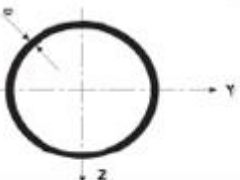
$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{lim}} = \frac{\ell_k}{i \cdot \lambda_{lim}} < 2 \rightarrow i = \frac{\ell_k}{2 \cdot \lambda_{lim}} = \frac{5000}{2 \cdot 86.815} = 28.8 \text{ mm}$$

Conocido el radio de giro necesario para cumplir la condición de esbeltez se debe seleccionar un tipo de perfiles que se comporten correctamente trabajando únicamente a compresión. Estos perfiles son los que corresponden a la serie de huecos.

	P	A	I	W	i	
	(N/mm)	(mm ²)	(mm ⁴)	(mm ³)	(mm)	
70	20	0,0434	553	420.000	11.990	27,6
	30	0,0643	820	603.000	17.220	27,1
	40	0,0845	1.080	769.000	21.980	26,7
	50	0,1048	1.335	921.000	26.310	26,3
75	20	0,0454	578	519.000	13.840	30,0
	30	0,0673	857	748.000	19.940	29,5
	40	0,0887	1.130	957.000	25.530	29,1
	50	0,1097	1.397	1.149.000	30.840	28,7



$i > 28.8$



		P (N/mm)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	W (mm ³)	i (mm)
80	2	0,0385	490	3,730E+05	932.000	27,6
	3	0,0509	725	5,390E+05	1.347.000	27,3
	4	0,0749	955	6,910E+05	1.729.000	26,9
	5	0,0924	1.178	8,320E+05	2.080.000	26,6
	2	0,0434	553	5,360E+05	1.190.000	31,1
90	3	0,0643	820	7,770E+05	1.726.000	30,8
	4	0,0848	1.090	1,001E+06	2.225.000	30,4
	5	0,1048	1.335	1,210E+06	2.689.000	30,1
	6	0,1242	1.583	1,404E+06	3.119.000	29,8

Figura 7.1.1 Selección de perfiles huecos de catálogos comerciales.

Al ser inferior en peso, para un valor más ajustado de radio de giro, se opta por seleccionar el perfil tubular $\phi 90.2$ para continuar con los cálculos.

Se calcula la esbeltez y el coeficiente de pandeo para el perfil seleccionado:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_k}{i \cdot \lambda_{lim}} = \frac{5000}{31.1 \cdot 86.815} = 1.85 < 2$$

La hipótesis de carga será cualquiera que incluya la acción del viento frontal con succión interior, aquella que produce compresión en el montante, es decir 1.5 (VF1 + VIS), que es la que provoca el trabajo más desfavorable de los elementos de la viga de contraviento, siendo este esfuerzo de compresión:

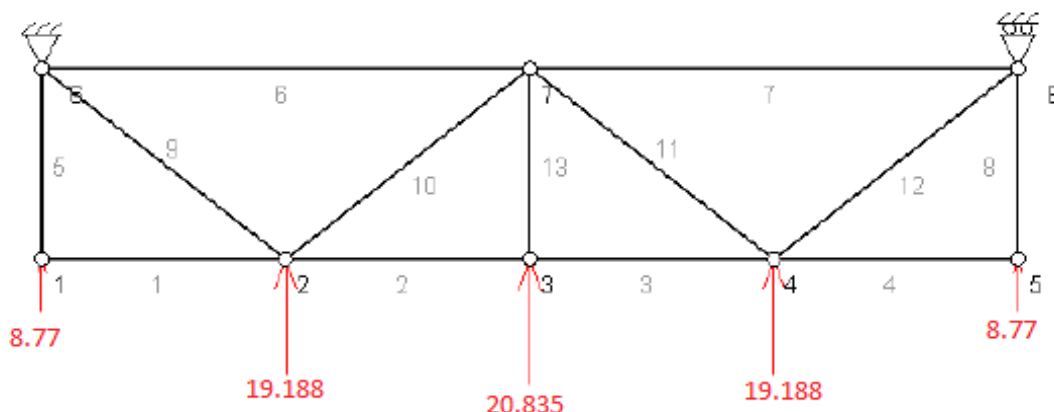


Figura 7.1.2 ELU 1.5 (VF1 + VIS)

$$N_{37} = 20.835 \text{ kN}$$



Solo resta realizar la comprobación de tensiones en la barra para el perfil $\phi 90.2$, es decir:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{lim} \cdot A \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Para ello hay que calcular el coeficiente de reducción por pandeo, aunque es necesario saber en primer lugar el valor del coeficiente de imperfección α para el perfil hueco, que se corresponde con una curva de pandeo c y un coeficiente de imperfección $\alpha = 0.49$, tal y como se muestra:

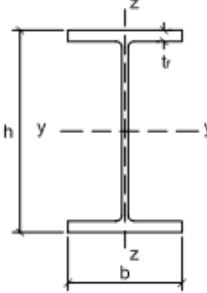
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a_0	a_0
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Figura 7.1.3 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coeficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85

Figura 7.1.4 Coeficientes de imperfección α , según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Y los valores del coeficiente de imperfección, para este perfil serán:

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.49 (1.85 - 0.2) + 1.85^2] = 2.62$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.62 + \sqrt{2.62^2 - 1.85^2}} = 0.2235 < 1$$



Y la comprobación de tensiones del ELU pandeo para el montante $\phi 90.2$:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{lim} \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{20.835 \cdot 10^6}{0.2235 \cdot 553 \cdot 261.9} = 0.6436 \leq 1$$

Por lo que el perfil $\phi 90.2$ es el óptimo para configurar el montante central de la viga de contraviento.

7.2 DIAGONALES.

Todas las barras se hacen iguales y el proceso de dimensionado que se seguirá será el de un elemento trabajando a compresión, que es el más restrictivo, es por ello que se utilizan perfiles huecos ya que son los perfiles que trabajan mejor a compresión y tienen un menor coste.

7.2.1 ELS Deformación.

Al estar trabajando con luces grandes, se debe verificar el ELS de deformación atendiendo al criterio de apariencia.

En este caso las diagonales tienen una longitud de:

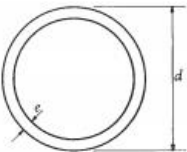
$$l_d = \sqrt{5^2 + 7.5^2} = 9 \text{ m}$$

Estas se consideran biapoyadas, por tanto se tiene que:

$$f_r = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l_d^4}{E \cdot I} < \frac{1}{300} \rightarrow l > \frac{300 \cdot 5 p \cdot l_d^3}{384 E} = 3.9 \cdot \frac{p \cdot 9000^3}{210000} \rightarrow \frac{I}{p} > 13538571.43$$

Siendo "p" el peso propio en N/mm e I el momento de inercia en mm⁴.

Buscando en las tablas de perfiles huecos, se seleccionará el perfil hueco óptimo que cumpla estas condiciones, siendo este el tubular:



Un perfil hueco redondo.

Ø	Dimensiones mm		Sección A cm ²	Peso P kg/m	u m ² /m	Términos de la sección			
	d	e				I cm ⁴	W cm ³	i cm	S cm ³
100 × 3	100	3	9,137	7,173	0,314	107,570	21,514	3,431	14,062
100 × 4	100	4	12,058	9,465	0,314	139,145	27,629	3,397	18,369
100 × 5	100	5	14,915	11,708	0,314	168,726	33,745	3,363	22,493
100 × 6	100	6	17,710	13,902	0,314	196,399	39,280	3,330	26,438

Figura 7.2.1 Selección de perfil hueco.



Tabla 7.2.1 Propiedades perfil tubular $\phi 100.3$

	I / p	W (mm ³)	i (mm)	A (mm ²)	p (N/mm)
$\phi 100.3$	15301564	21514	34.31	913.7	0.0703

El perfil $\phi 100.3$ cumple el criterio de apariencia del ELS Deformación.

7.2.2 ELU Resistencia.

Al igual que ocurría con los montantes, al ser un elemento que trabaja a compresión, será más desfavorable calcular el ELU Pandeo, por tanto se abordará directamente el mismo, sin considerar resistencia.

7.2.3 ELU Pandeo.

Esta comprobación de la estabilidad a pandeo tiene una doble condición, la comprobación de esbeltez y el cálculo de tensiones, que en este caso difiere del utilizado en los momentos debido a que en esta ocasión sí que existe un término de momento, generado por el peso propio del perfil:

$$\bar{\lambda}_j \leq \bar{\lambda}_{\max} = 2$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{lim} \cdot A \cdot f_{yd}} + \frac{k_y \cdot c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

De la primer se obtendrá el perfil necesario, que será comprobado en la segunda condición.

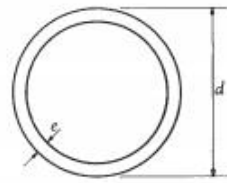
La diagonal será un elemento que trabaja a compresión, y que se puede considerar como biapoyada y con $GT = 0$, por tanto:

$$\beta = \beta (1, 1, 0) = 1 \rightarrow l_k = \beta \cdot l_d = 9000 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{lim}} = \frac{l_k}{i \cdot \lambda_{lim}} < 2 \rightarrow i \geq \frac{l_k}{2 \lambda_{lim}} = \frac{9000}{2 \cdot 86.815} = 51.83 \text{ mm}$$

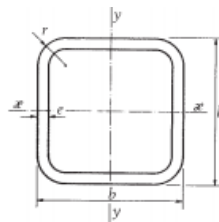
Conocido el radio de giro necesario para cumplir la condición de esbeltez se debe seleccionar un tipo de perfil que se comporte bien a compresión, en este caso se utilizará un perfil hueco, y se seleccionará el óptimo de las series ϕ y #.

Proyecto estructural de edificio industrial
en el Polígono industrial de Olula del Río.



Un perfil hueco redondo.

Ø	Dimensiones mm		Sección A cm ²	Peso P kg/m	u m ² /m	Términos de la sección			
	d	e				I cm ⁴	W cm ³	i cm	S cm ³
100 × 3	100	3	9,137	7,173	0,314	107,570	21,514	3,431	14,062
100 × 4	100	4	12,058	9,465	0,314	139,145	27,629	3,397	18,369
100 × 5	100	5	14,915	11,708	0,314	168,726	33,745	3,363	22,493
100 × 6	100	6	17,710	13,902	0,314	196,399	39,280	3,330	26,438
125 × 4	125	4	15,198	11,930	0,392	278,439	44,550	4,280	29,175
125 × 5	125	5	18,840	14,789	0,392	339,708	54,353	4,246	35,877
125 × 6	125	6	22,420	17,599	0,392	397,864	63,658	4,213	42,349
155 × 5	155	5	23,550	18,487	0,487	663,078	85,558	5,306	56,046
155 × 6	155	6	28,072	22,036	0,487	780,285	100,682	5,272	66,372
155 × 8	155	8	36,926	28,987	0,487	1 000,381	129,081	5,205	86,175



Un perfil hueco cuadrado.

#	Dimensiones mm				Sección A cm ²	Peso P kg/m	u m ² /m	Referido al eje x-x			
	h	b	e	r				I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	S _x cm ³
90 × 90 × 3	90	90	3	8	10,13	7,95	0,35	125,70	27,93	3,52	16,39
90 × 90 × 4	90	90	4	10	13,21	10,37	0,34	159,11	35,36	3,47	21,06
90 × 90 × 5	90	90	5	13	16,14	12,67	0,34	188,53	41,90	3,42	25,33
90 × 90 × 6	90	90	6	15	18,92	14,85	0,33	214,14	47,59	3,36	29,23
100 × 100 × 3	100	100	3	8	11,33	8,89	0,39	175,10	35,03	3,93	20,46
100 × 100 × 4	100	100	4	10	14,81	11,63	0,38	222,88	44,58	3,88	26,39
100 × 100 × 5	100	100	5	13	18,14	14,24	0,38	265,67	53,13	3,83	31,88
100 × 100 × 6	100	100	6	15	21,32	16,74	0,37	303,65	60,73	3,77	36,95
120 × 120 × 4	120	120	4	10	18,01	14,14	0,46	397,28	66,21	4,70	38,85
120 × 120 × 5	120	120	5	13	22,14	17,38	0,46	477,66	79,61	4,64	47,23
120 × 120 × 6	120	120	6	15	26,12	20,51	0,45	550,90	91,82	4,59	55,09
140 × 140 × 5	140	140	5	13	26,14	20,52	0,54	779,94	111,42	5,46	65,58
140 × 140 × 6	140	140	6	15	30,92	24,27	0,53	905,12	129,30	5,41	76,84

Figura 7.2.2 Selección de perfiles huecos.

Al ser inferior en peso, y por tanto en coste, para un valor más ajustado de radio de giro, se opta por seleccionar un perfil φ155.5 para continuar los cálculos.



$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{lim}} = \frac{l_k}{i \cdot \lambda_{lim}} = \frac{9000}{53.06 \cdot 86.815} = 1.954 < 2$$

Las hipótesis de carga para esta comprobación son las siguientes: 1.35G + 1.5(VF1 + VIS) y 1.35G + 1.5(VL + VIP), que son las que provocan un trabajo más desfavorable en la viga de contraviento, generando en las diagonales axiles de compresión.

1.35·G+1.5·(VF1+VIS)

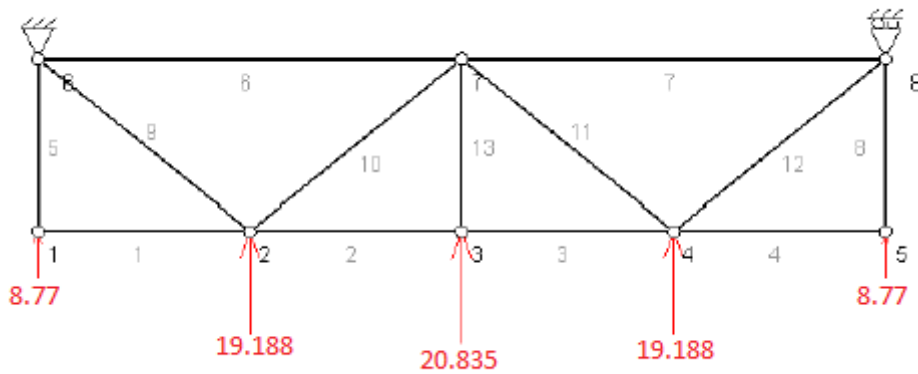


Figura 7.2.3 Combinación ELU 1.35G + 1.5 (VF1 + VIS)

$$N_{26} = 47.392 \text{ kN}$$

1.35·G+1.5·(VL+VIP)

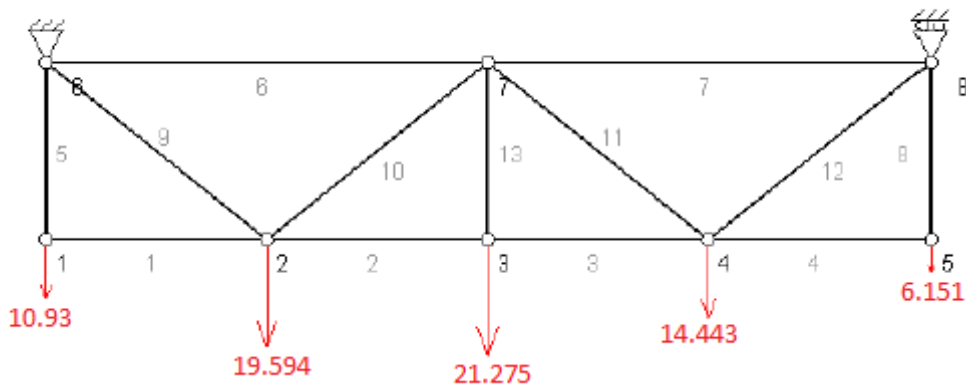


Figura 7.2.4 Combinación ELU 1.35G + 1.5 (VL + VIP)

$$N_{47} = 19.09 \text{ kN}$$

Por lo que el axil más desfavorable es $N_{26} = 47.392 \text{ kN}$.



Por su parte, el momento debido al peso propio (G) será M_g , debiendo mayorarlo para emplearlo en la comprobación (M_{Ed}).

$$M_g = \frac{g \cdot l_d^2}{8} = \frac{0.1087 \cdot 9000^2}{8} = 1100.6 \cdot 10^3 \text{ Nmm}$$

$$M_{Ed} = 1.35 M_g = 1485.81 \cdot 10^3 \text{ Nmm}$$

Se calcula el valor de χ_{lim} utilizando el coeficiente de imperfección $\alpha = 0.49$:

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.49 (1.954 - 0.2) + 1.954^2] = 2.839$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.839 + \sqrt{2.839^2 - 1.954^2}} = 0.2041$$

El axil crítico es:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 2355 \cdot 261.9 = 616.77 \text{ kN}$$

Por tanto, sustituyendo en la ecuación de k_y , considerando el valor de axil en valor absoluto, se obtiene:

$$k_y = 1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{c,Rd}} = 1 + 0.6 \cdot 1.954 \cdot \frac{47.392}{0.2041 \cdot 616.77} = 1.4414$$



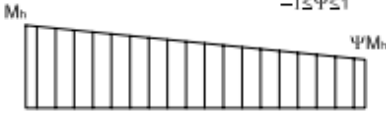
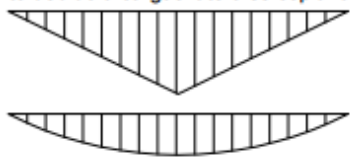
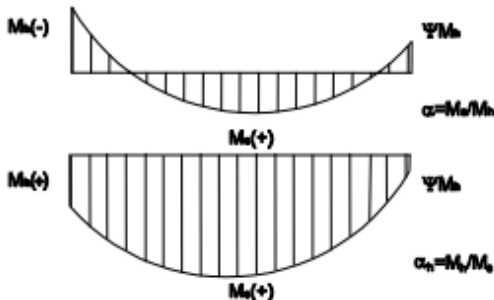
Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$C_{m,y}$	y-y	z-z
$C_{m,z}$	z-z	y-y
$C_{m,LT}$	y-y	y-y
Diagrama de Flectores	Factor de momento uniforme equivalente	
	$C_{m,y} = C_{m,i} (i=y)$ $C_{m,z} = C_{m,i} (i=z)$ $C_{m,LT} = C_{m,i} (i=LT)$	
Momentos de extremo $-1 \leq \psi \leq 1$ 		
		$C_{m,i} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$
Momento debido a cargas laterales coplanarias 		
		$C_{m,i} = 0,9$
		$C_{m,i} = 0,95$
Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos		
		$C_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $-1 \leq \alpha \leq 0$ $C_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4$ si $0 \leq \alpha \leq 1$
		$C_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h$ con $-1 \leq \alpha_h \leq 1$

Figura 7.2.5 Cálculo de $c_{m,y}$. Tabla 6.14 del CTE DB SE-A.

Con una pieza biapoyada sometida a una carga uniformemente distribuida el valor es de $c_{m,y} = 0.95$.

La comprobación de tensiones del ELU pandeo para la diagonal $\phi 155.5$:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{lim} \cdot A \cdot f_{yd}} + \frac{k_y \cdot c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{47.392 \cdot 10^3}{0.2041 \cdot 2355 \cdot 261.9} + \frac{1.4414 \cdot 0.95 \cdot 1485.81 \cdot 10^3}{85558 \cdot 261.9} = 0.467 < 1$$

El perfil $\phi 155.5$ es el óptimo para configurar todas las diagonales de la viga de contraviento.



Por lo que la solución final de la viga contraviento tipo Warren planteada será la mostrada en la siguiente figura:

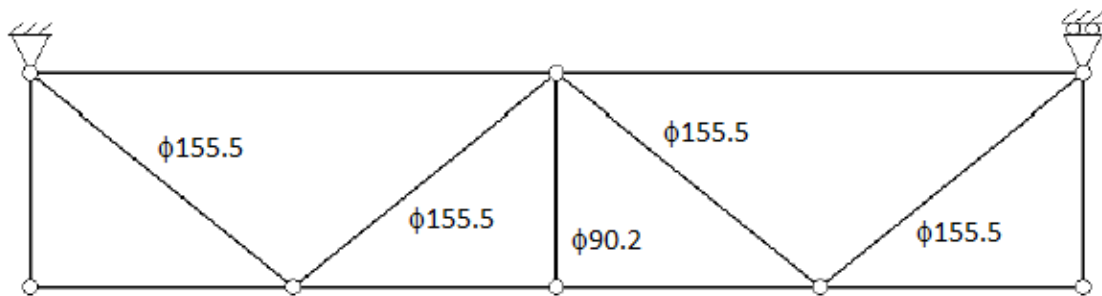


Figura 7.2.6 Solución final de la viga contraviento.



8. DIMENSIONADO DEL ARRIOSTRAMIENTO DE FACHADA LATERAL.

Una vez dimensionados los elementos de la viga de contraviento, falta por determinar los perfiles que configurarán el arriostramiento de la misma, mediante la Cruz de San Andrés. En este se debe dimensionar el montante, que trabajará a compresión, y la diagonal, que trabajará a tracción.

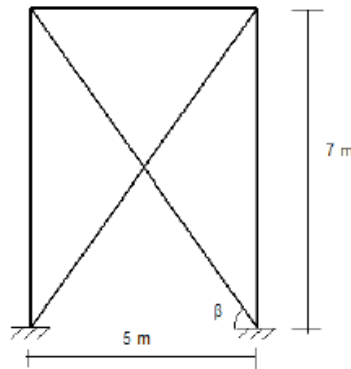


Figura 8.1 Elementos del arriostramiento a dimensionar.

8.1 MONTANTE.

La comprobación de este elemento es muy similar a la realizada en la viga de contraviento, con valores de tensiones inferiores. De hecho, al tener la misma longitud, la condición de esbeltez es exactamente igual que la realizada en el apartado 7.1.3, así que el perfil $\phi 90.2$ es el óptimo para el elemento.

Solo resta la comprobación de tensiones, con el mismo coeficiente de reducción por pandeo obtenido en el apartado anteriormente citado, pero para otro axil distinto. Se utilizará la misma combinación que en el apartado anterior $1.35G + 1.5 (VF1 + VIS)$, con un valor de:

$$N_{Ed,16} = 8.77 \text{ kN}$$

Por tanto, la comprobación de tensiones para el ELU pandeo del $\phi 90.2$ es:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{lim} \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{8.77 \cdot 10^3}{0.2235 \cdot 553 \cdot 261.9} = 0.271 \leq 1$$

Luego el montante del arriostramiento se configura de manera óptima con un perfil $\phi 90.2$.



8.2 DIAGONAL.

La diagonal del arriostramiento es un elemento que trabaja a tracción, con un valor de la acción igual al valor de la reacción en el punto 6 de la viga contraviento dividido por el cos (β), la combinación más desfavorable será la misma que antes:

$$N_{Ed,diag} = \frac{R_6}{\cos \beta} = \frac{38.376}{\cos 54.46^\circ} = 66.02 \text{ kN}$$

Las comprobaciones a realizar son las mismas que en el resto de elementos.

8.2.1 ELS Deformación.

La única carga que podría generar una flecha en la diagonal es el peso propio, en el caso de que la longitud del elemento fuera mayor de 6 m, en este caso:

$$l_{diag} = \sqrt{5^2 + 7^2} = 8.6 \text{ m} > 6 \text{ m}.$$

No obstante, como la diagonal del arriostramiento no se configura completamente horizontal, sino que esta va desde la cabeza del pilar del pórtico inferior hasta la base del pórtico de fachada, el peso del perfil no generará flechas significativas, y por tanto no es necesario realizar esta comprobación.

8.2.2 ELU Pandeo.

La diagonal del arriostramiento, como elemento traccionado, no está sujeta a la comprobación de tensiones del ELU pandeo, pero el perfil a colocar debe cumplir el criterio de esbeltez, que para elementos tracciones establece que:

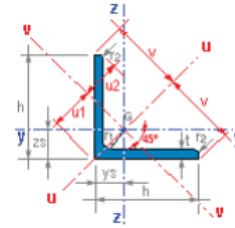
$$\bar{\lambda} < 3$$

Teniendo en cuenta que la diagonal se doblará para el trabajo del arriostramiento en el caso de viento de succión sobre la fachada y el radio de giro mínimo será:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{lim}} = \frac{l_k}{i \cdot \lambda_{lim}} = \frac{\beta \cdot l_{diag}/2}{i \cdot \lambda_{lim}} < 3 \rightarrow i \geq \frac{1 \cdot 860 \cdot 0.5}{3 \cdot 86.815} = 1.65 \text{ cm}$$



Angular de lados iguales



Designación	M kg/m	P kN/m	h mm	t mm	r1 mm	r2 mm	A cm ²	Iy=Iz cm ⁴	Wy=Wz cm ³	Iy=Iz cm	Iu cm ⁴	Iu cm	Iv cm ⁴	Iv cm	Iyz cm ⁴	ys cm	zs cm
* L 90x90x7	9.61	0.096	90	7.0	11.0	5.5	12.24	92.53	14.13	2.75	146.79	3.46	38.28	1.77	54.3	2.45	2.45
* L 90x90x8	10.90	0.109	90	8.0	11.0	5.5	13.89	104.37	16.05	2.74	165.62	3.45	43.12	1.76	61.2	2.50	2.50
L 90x90x9	12.18	0.122	90	9.0	11.0	5.5	15.52	115.82	17.93	2.73	183.77	3.44	47.87	1.76	68.0	2.54	2.54
* L 90x90x10	13.45	0.134	90	10.0	11.0	5.5	17.13	126.90	19.77	2.72	201.26	3.43	52.54	1.75	74.4	2.58	2.58
* L 90x90x12	15.93	0.159	90	12.0	11.0	5.5	20.29	148.01	23.34	2.70	234.34	3.40	61.69	1.74	86.3	2.66	2.66
* L 100x100x8	12.18	0.122	100	8.0	12.0	6.0	15.51	144.82	19.94	3.06	229.80	3.85	59.84	1.96	85.0	2.74	2.74
L 100x100x10	15.04	0.150	100	10.0	12.0	6.0	19.15	176.66	24.61	3.04	280.33	3.83	72.99	1.95	103.7	2.82	2.82

Figura 8.2.1 Selección de perfiles L.

El primer perfil que cumple el requerimiento de radio de giro i , que en este caso es i_y con un menor peso es el perfil L90.7.

8.2.3 ELU Resistencia.

La comprobación de resistencia en el caso de elementos traccionados será:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{Ed,g}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

En este elemento en concreto el momento de cálculo por peso propio M es nulo, al no haberse configurado completamente horizontal, por tanto la comprobación se reduce a:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Que para el perfil obtenido anteriormente es:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{66.02 \cdot 10^3}{12.2 \cdot 10^2 \cdot 261.9} = 0.2066 \leq 1$$

Por lo que el perfil L90.7 cumple el ELU Resistencia y será empleado como diagonal de arriostramiento.



Por tanto la solución final del arriostramiento será la mostrada en la siguiente figura:

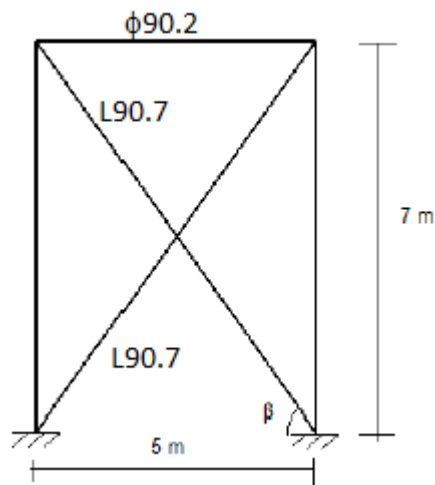


Figura 8.2.2 Solución final del arriostramiento.

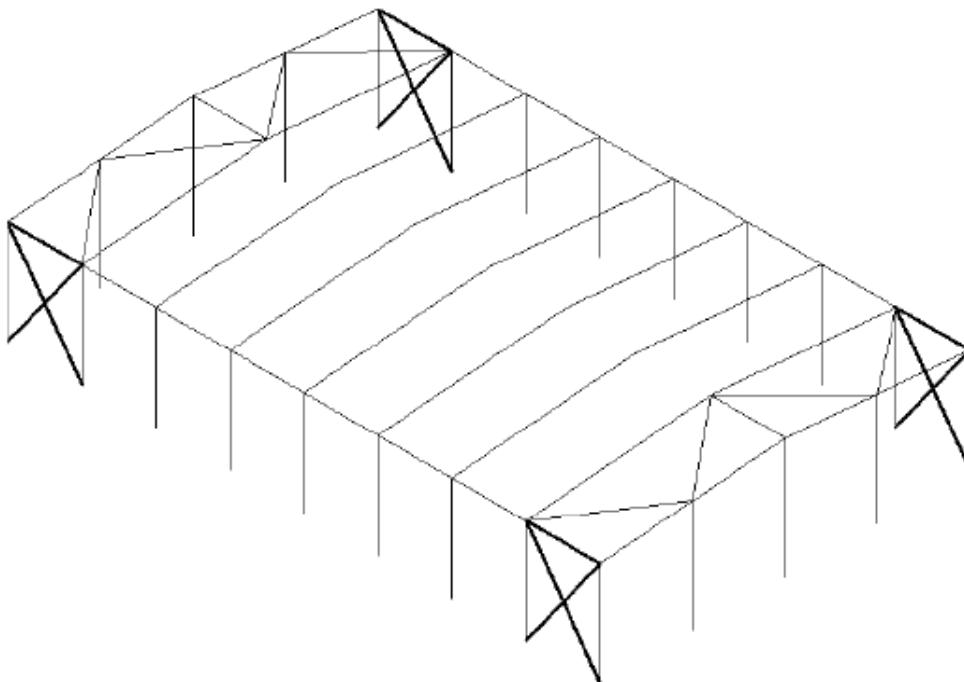


Figura 8.2.3 Elementos de arriostramiento dimensionados.



9. DIMENSIONADO DE LA VIGA PERIMETRAL.

La viga perimetral canaliza cualquier empuje movilizado por intento de pandeo de los pórticos interiores a la Cruz de San Andrés. Se trata de una barra de arriostamiento que trabaja a tracción.

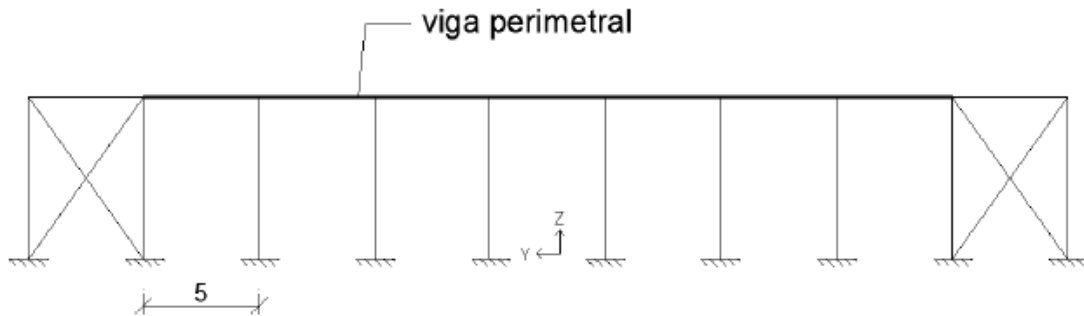


Figura 9.1 Ubicación de la viga perimetral.

Igual que cualquier otro elemento de la estructura debe verificar los diferentes estados límites para justificar el cumplimiento de las exigencias básicas establecidas por el CTE.

9.1 ELS Deformación.

Cuando la luz es importante debe verificarse el ELS según criterio de apariencia. La viga perimetral será un elemento biapoyado, por tanto al someterse a su propio peso, generará una flecha máxima en el centro de vano ($s/2$). Pese a que en este caso la longitud no es superior a los 6 metros, se verifica este estado límite:

$$f_r = \frac{5 \cdot p \cdot s^4}{384 \cdot E \cdot I} < \frac{1}{300} \rightarrow I > \frac{300 \cdot 5 \cdot p \cdot s^3}{384 \cdot E} = 3.9 \cdot \frac{p \cdot s^3}{210000} \rightarrow \frac{I}{p} > 23.21 \cdot 10^5 \text{ mm}^5/\text{N}$$

9.2 ELU Resistencia.

Se verifican los estados límite de resistencia de las secciones y de resistencia de la barra. En la verificación del estado límite de resistencia de las secciones deberá tenerse en cuenta la interacción con la flexión debida a su peso propio cuando la longitud de la barra sea mayor de 6 m. En este caso, como la crujía es de 5 m, no hay que considerar los momentos debidos al peso propio. Por lo que la expresión simplificada para la comprobación será:



$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{Ed,g}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} \leq 1$$

El axil de comprobación que se debe utilizar será el que establece el CTE DB SE-A.5.4.1.4 “...Cada elemento cuya función consista en proporcionar un apoyo lateral a un elemento o un cordón comprimido deberá dimensionarse para resistir una fuerza lateral equivalente al 1.5% del esfuerzo de compresión máximo que solicite el elemento o el cordón a estabilizar...” que traducido al caso de la viga perimetral implica que se debe considerar el 1.5% del peor axil de cálculo que aparece en los pilares de los pórticos interiores es el debido a la combinación ELU: 1.35G + 1.5Q con un valor $N_{Ed} = 71.25$ kN.

El axil crítico de la barra, para el caso de un perfil sin huecos será:

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

Por tanto, el área mínima será:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{0.015 N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{0.015 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.015 \cdot 71.25 \cdot 10^3}{261.9} = 4.08 \text{ mm}^2$$

9.3 ELU Pandeo.

Tal y como se ha comentado anteriormente, este elemento trabajará a tracción, por tanto se rige por lo establecido en el CTE DB SE-A.6.3.1, en el que se establece que “...La esbeltez reducida de las barras en tracción de la estructura superior no superará el valor 3, pudiendo admitirse valores de hasta 4 en las barras de arriostramiento...” al ser la viga perimetral un elemento de arriostramiento:

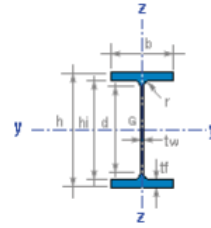
$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{lim}} = \frac{l_k}{i \cdot \lambda_{lim}} = \frac{\beta \cdot s}{i \cdot \lambda_{lim}} < 4 \quad \rightarrow \quad i \geq \frac{1 \cdot 500}{4 \cdot 86.815} = 1.44 \text{ cm}$$

Con todas estas restricciones se procede a seleccionar el perfil más económico que cumpla. Se estudian perfiles en doble T y perfiles huecos.

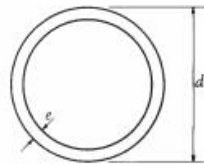
Tal y como se observa en la tabla, al ser la crujía pequeña, no es dimensionante el criterio de ELS. En el caso de los perfiles huecos, cumplen los mínimos tabulados y en el caso del perfil en doble T, el criterio dimensionante es el pandeo, pues el radio de giro z no es excesivamente bueno.



Perfil IPE

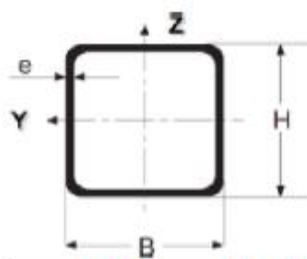


Designación	M kg/m	P kN/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	d mm	hi mm	A cm ²	ly cm ⁴	Wy cm ³	iy cm	Wply cm ³	lz cm ⁴	Wz cm ³	iz cm	Wplz cm ³	It cm ⁴
IPE 80	6.0	0.060	80	46	3.8	5.2	5	59.6	69.6	7.6	80	20.0	3.24	23.2	8	3.7	1.05	5.8	0.7
IPE 100	8.1	0.081	100	55	4.1	5.7	7	74.6	88.6	10.3	171	34.2	4.07	39.4	16	5.8	1.24	9.1	1.2
IPE 120	10.4	0.104	120	64	4.4	6.3	7	93.4	107.4	13.2	318	53.0	4.90	60.7	28	8.6	1.45	13.6	1.7
IPE 140	12.9	0.129	140	73	4.7	6.9	7	112.2	126.2	16.4	541	77.3	5.74	88.3	45	12.3	1.65	19.2	2.4
IPE 160	15.8	0.158	160	82	5.0	7.4	9	127.2	145.2	20.1	869	108.7	6.58	123.9	68	16.7	1.84	26.1	3.5
IPE 180	18.8	0.188	180	91	5.3	8.0	9	146.0	164.0	23.9	1317	146.3	7.42	166.4	101	22.2	2.05	34.6	4.7
IPE 200	22.4	0.224	200	100	5.6	8.5	12	159.0	183.0	28.5	1943	194.3	8.26	220.7	142	28.5	2.24	44.6	6.9
IPE 220	26.2	0.262	220	110	5.9	9.2	12	177.6	201.6	33.4	2772	252.0	9.11	285.4	205	37.3	2.48	58.1	9.0

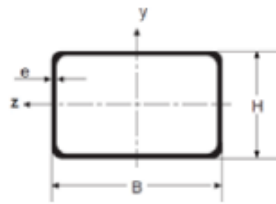


Un perfil hueco redondo.

Ø	Dimensiones mm		Sección A cm ²	Peso P kg/m	u m ² /m	Términos de la sección			
	d	e				I cm ⁴	W cm ³	i cm	S cm ³
40 x 2	40	2	2,386	1,873	0,126	4,319	2,160	1,345	1,440
40 x 3	40	3	3,485	2,736	0,126	6,004	3,002	1,312	2,050
40 x 4	40	4	4,522	3,549	0,126	7,415	3,708	1,281	2,592
45 x 2	45	2	2,700	2,120	0,141	6,255	2,780	1,522	1,843
45 x 3	45	3	3,956	3,106	0,141	8,768	3,897	1,489	2,640
45 x 4	45	4	5,150	4,042	0,141	10,924	4,855	1,456	3,359
50 x 2	50	2	3,014	2,366	0,157	8,697	3,479	1,699	2,296
50 x 3	50	3	4,427	3,476	0,157	12,275	4,910	1,665	3,305
50 x 4	50	4	5,778	4,535	0,157	15,397	6,159	1,632	4,226
55 x 2	55	2	3,328	2,613	0,173	11,703	4,256	1,875	2,799
55 x 3	55	3	4,898	3,845	0,173	16,612	6,041	1,842	4,044
55 x 4	55	4	6,406	5,028	0,173	20,954	7,620	1,809	5,192



	P (N/mm)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	W (mm ³)	i (mm)	
						B
50	25	0,0354	451	179.000	7.160	19,9
	30	0,0422	537	208.000	8.340	19,7
	40	0,0552	703	262.000	10.460	19,3
	50	0,0678	864	308.000	12.300	18,9
60	20	0,0360	458	260.000	8.680	23,8
	30	0,0532	678	371.000	12.380	23,4
	40	0,0700	892	471.000	15.690	23,0
	50	0,0863	1.099	559.000	18.640	22,6



B x H (mm)	e (mm)	p (N/mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)	W _y (mm ³)	i _y (mm)	I _z (mm ⁴)	W _z (mm ³)	i _z (mm)
50x30	2,5	0,0293	373	123.000	4.910	18,1	54.000	3.590	12,0
	3,0	0,0348	443	142.000	5.690	17,9	62.000	4.120	11,8
	4,0	0,0454	578	177.000	7.070	17,5	75.000	5.020	11,4
60x20	2,5	0,0293	373	152.000	5.070	20,2	25.000	2.450	8,1
	3,0	0,0348	443	176.000	5.880	20,0	28.000	2.770	7,9
	4,0	0,0454	578	219.000	7.310	19,5	33.000	3.250	7,5
60x40	2,5	0,0373	475	235.000	7.820	22,2	123.000	6.170	16,1
	3,0	0,0444	565	274.000	9.130	22,0	143.000	7.160	15,9
	4,0	0,0582	741	345.000	11.500	21,6	178.000	8.900	15,5
	5,0	0,0715	911	408.000	13.580	21,2	208.000	10.380	15,1

Figura 9.3.1 Selección de perfiles.

Tabla 9.3.1 Comparativa de perfiles estrictamente necesarios.

	G (N/mm)	ELS Deformación	ELU Resistencia	ELU Pandeo
IPE 120	0.104	$305.7 \cdot 10^5$	1320	14.5
#60.4.2,5	0.0373	$63 \cdot 10^5$	475	16.1
#50.2,5	0.0354	$50.56 \cdot 10^5$	451	19.9
φ50.2	0.0237	$36.7 \cdot 10^5$	301	17

El perfil seleccionado de todos los que cumplen será aquel que menos peso tenga, este es φ50.2, aunque presentaría problemas de colocación, pues debería ejecutarse soldado en las almas de los pilares, por ello sería más efectivo emplear un perfil cuadrado #50.2,5 que podría apoyarse sobre unas L, soldando sólo una parte del perfil o bien mediante un perfil IPE 120, apoyado sobre las mismas.

En cualquier caso, se debería disponer de precios de mercado para poder seleccionar cualquiera de las soluciones. En la siguiente figura se muestra el detalle de la solución con el IPE 120 en alzado, planta y perfil.

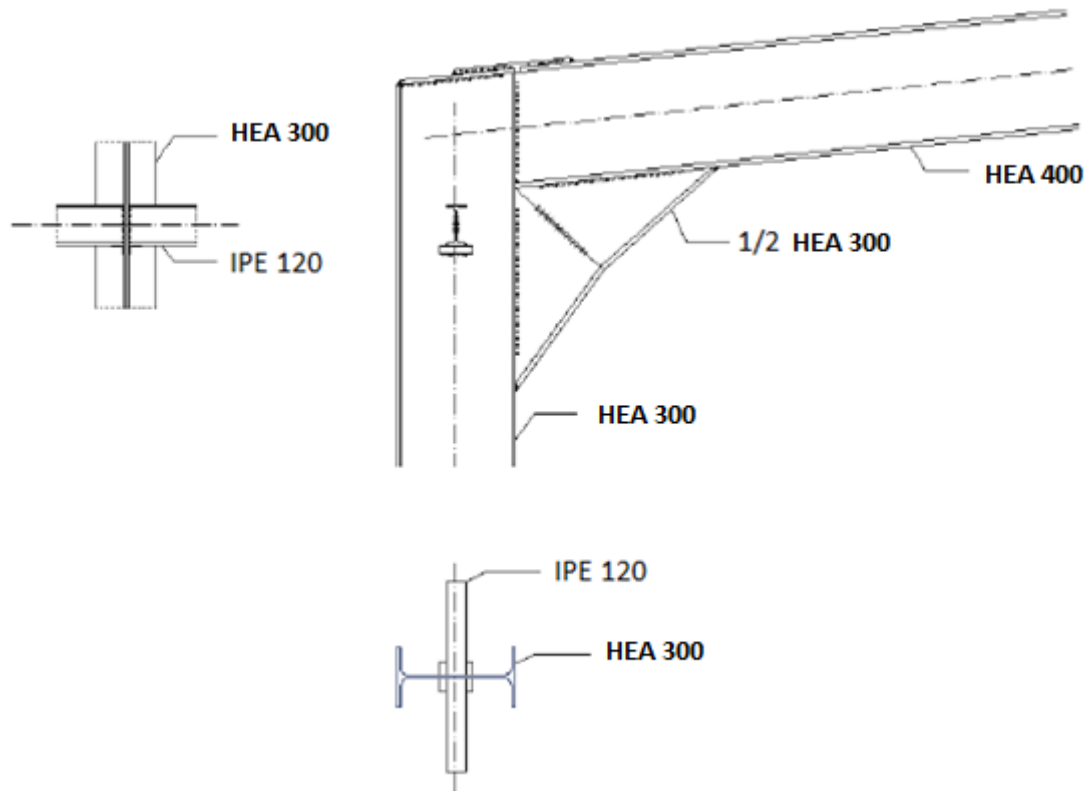


Figura 9.3.2 Detalle constructivo de viga perimetral con IPE 120.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

Catálogo de paneles sándwich. <http://www.panelsandwich.com/>

Catálogo y perfiles comerciales. CELSA. <http://www.fnb.upc.edu/mecanica/s11-pw/Prontuario%20-%20Perfiles%20Laminados.pdf>

Código Técnico de la Edificación. Documento básico Seguridad Estructural. Gobierno de España. Ministerio de Fomento: Madrid, 2009.

Código Técnico de la Edificación. Documento básico Seguridad Estructural. Acciones de la Edificación. Gobierno de España. Ministerio de Fomento: Madrid, 2009.

Código Técnico de la Edificación. Documento básico Seguridad Estructural. Acero. Gobierno de España. Ministerio de Fomento: Madrid, 2008.

Código Técnico de la Edificación. Documento básico Seguridad Estructural. Cimientos. Gobierno de España. Ministerio de Fomento: Madrid, 2008.

Código Técnico de la Edificación. Seguridad en caso de incendios. Gobierno de España. Ministerio de Fomento: Madrid, 2011.

Eurocódigo 1. Acciones. in UNE EN 1991, CEN.

Eurocódigo 2. Acero. in UNE EN 1993.CEN.

Instrucción de acero estructural. EAE, Gobierno de España. Ministerio de Fomento: Madrid, 2011.

Instrucción de hormigón estructural (EHE08), Gobierno de España. Ministerio de Fomento: Madrid, 2008.

Montalvá, J.M; Hospitaler, A; Saura, H; Hernández, D. Proyecto estructural de edificio industrial. Diseño y cálculo de estructura metálica. Universitat Politècnica de València: Valencia, 2012.

Ernst Neufert. Ernst Neufert: Arte de proyectar en arquitectura. Gustavo Gili. 2013.



ANEXO I.

**NORMATIVA URBANÍSTICA Y
LOCALIZACIÓN DE LA NAVE.**



DILIGENCIA:

El presente documento fué aprobado... *provisoriamente*
por Resolución / por Acuerdo...
de fecha... *3- Junio - 1997*

Espacios libres perimetrales: Olula del Río, a... *4- Junio - 1997*
EL SECRETARIO DEL AYUNTAMIENTO,

- Los espacios libres perimetrales podrán ocuparse con:
- Jardinería.
 - Aparcamiento de vehículos que puede ser cubierto pero no cerrado.

Medianerías:

El Ayuntamiento de Olula del Río, podrá condicionar la Licencia de Edificación a que las medianeras se les dé tratamiento de fachadas.

Aparcamientos:

En el interior de la parcela se reservará como mínimo una plaza de aparcamiento por cada 200 m² de edificación.

ORDENANZA DEPORTIVO

Ámbito de aplicación:

En las parcelas zona deportiva.

Usos:

Se admitirán solamente edificios destinados a equipamiento deportivo.

Altura máxima de edificación:

Doce metros en naves y tres plantas en edificación.

Condiciones de aprovechamiento:

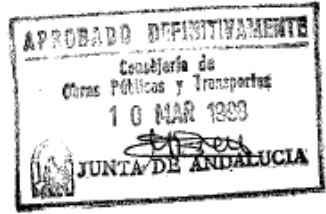
- Ocupación máxima: 70%.
- Edificabilidad neta de la parcela 0,73 m²/m².

Parcela mínima:

- Mil metros cuadrados.

Retranqueos:

La fachada principal se retranqueará al menos cinco metros respecto al límite de la parcela.



DILIGENCIA:

El presente documento fué aprobado... *provisoriamente*
por Resolución / por Acuerdo...
de fecha... *5- Julio - 1997*



Olula del Río, a... *21- Julio - 1997*
EL SECRETARIO DEL AYUNTAMIENTO,



DILIGENCIA:

El presente documento fué aprobado... *Finalmente*
por Resolución / por Acuerdo de Pleno
de fecha... 3- Julio- 1997



Olula del Río, a 4 Julio- 1997
EL SECRETARIO DEL AYUNTAMIENTO.

4. JUSTIFICACIÓN DE LA PROPUESTA

La presente propuesta se justifica debido fundamentalmente a la situación actual de la zona, puesto que debido a la crisis del Sector del Mármol, no parece actualmente el momento de proponer una Ampliación de Suelo Industrial del municipio y debido a que todas las parcelas del Polígono están vendidas y han venido algunas empresas con la intención de instalarse en este emplazamiento industrial.

Se ha optado por cambiar la zona deportiva a otra zona, que se considera más idónea, en la que ya se desarrolla un uso deportivo, y darle aprovechamiento lucrativo a ésta, a fin de poder ubicar una o dos nuevas industrias.

5. ORDENANZA REGULADORA DE LAS PARCELAS RESULTANTES

ORDENANZA INDUSTRIAL

Ámbito de aplicación:

En las parcelas 1-48.

Ordenación:

Edificación en manzana cerrada con retranqueo a fachada.

Usos:

Los definidos en las NN.SS. para Uso Industrial.

Altura máxima de edificación:

Doce metros en naves y tres plantas en edificación.

Condiciones de aprovechamiento:

- Ocupación máxima: 70% → *no*
- Edificabilidad neta de la parcela 0,73 m²/m².

Parcela mínima:

- Mil metros cuadrados.

Retranqueos:

La fachada principal se retranqueará al menos cinco metros respecto al límite de la parcela.

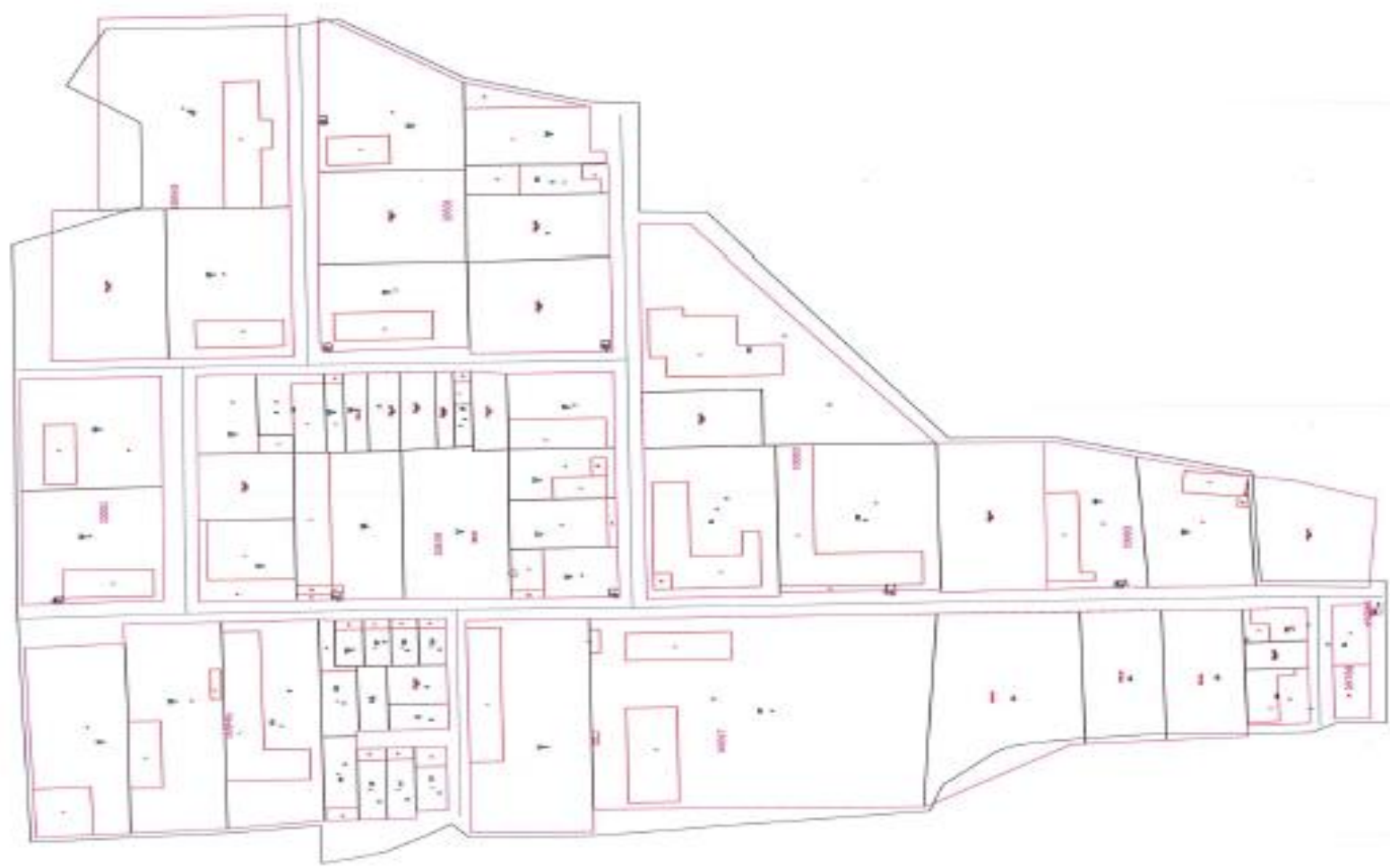


El presente documento fué aprobado...
 por Resolución / por Acuerdo de Pleno...
 de fecha... 18- Julio- 1997
 Olula del Río, a 21- Julio- 1997
 EL SECRETARIO DEL AYUNTAMIENTO.

DILIGENCIA:









ANEXO II.

**LISTADO DE TABLAS Y
LISTADO DE FIGURAS.**

LISTADO DE TABLAS.

Tabla 2.2.1 Valores ordenanzas urbanísticas (a).

Tabla 2.3.1 valores ordenanzas urbanísticas (b).

Tabla 3.2.1 coeficientes eólicos y carga de viento lateral.

Tabla 3.2.2 Cargas de viento lateral en pilares (KN/m).

Tabla 3.2.3 Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral en cubierta (9°).

Tabla 3.2.4 Cargas de viento lateral en jácenas (KN/m).

Tabla 3.2.5 Coeficientes eólicos de viento frontal en paramentos verticales.

Tabla 3.2.6 Cargas de viento frontal en pilares (KN/m).

Tabla 3.2.7 Coeficientes eólicos y carga de viento frontal en cubierta (9°).

Tabla 3.2.8 Cargas de viento frontal en jácenas (KN/m).

Tabla 4.1.1 Coeficientes parciales de seguridad (Resistencia).

Tabla 4.1.2 Coeficientes de combinación de acciones variables.

Tabla 4.1.3 Coeficientes de simultaneidad de acciones variables.

Tabla 5.1.1 Propiedades HEA 300.

Tabla 5.2.1 Esfuerzos del pilar en la combinación ELU.

Tabla 5.2.2 Propiedades del HEA 300.

Tabla 5.3.1 Esfuerzos en la jácena.

Tabla 5.4.1 Esfuerzos en la base del pilar.

Tabla 5.5.1 Acciones base del pilar derecho.

Tabla 5.5.2 Acciones base del pilar.

Tabla 5.5.3 Disposición de las armaduras longitudinales y transversales.

Tabla 6.1.1 Propiedades del HEA 240.

Tabla 6.1.2 Propiedades del HEA 240.

Tabla 6.2.1 Solicitaciones máximas.

Tabla 6.2.2 Propiedades del HEA 240.

Tabla 6.3.1 Esfuerzos en la base del pilar.

Tabla 6.4.1 Acciones en la base del pilar.

Tabla 6.4.2 Acciones en la base del pilar ELU.

Tabla 6.4.3 Disposición de las armaduras longitudinales y transversales.

Tabla 7.2.1 Propiedades del perfil tubular $\phi 100.3$.

Tabla 9.3.1. Comparativa de perfiles estrictamente necesarios.

LISTADO DE FIGURAS.

Figura 2.2.1 Planta de la estructura a calcular.

Figura 2.2.2 Modelo nave industrial.

Figura 2.3.1 Esquema pórtico interior.

Figura 2.3.2 Esquema del arriostramiento.

Figura 2.3.3 Esquema estructural de los pórticos interiores.

Figura 2.3.4 Esquema pórticos de fachada.

Figura 2.3.5 Esquema estructural completo.

Figura 2.3.6 Rejilla de identificación de nudos.

Figura 2.4.1 Recubrimientos mínimos del hormigón para clase general IIb.

Figura 2.4.2 Recubrimientos mínimos del hormigón para clase específica Qa.

Figura 3.1.1 Panel sándwich de cubierta.

Figura 3.1.2 Distribución de cargas entre pórticos de la estructura.

Figura 3.1.3 Acciones permanentes sobre pórticos interiores.

Figura 3.1.4 Acciones permanentes sobre pórticos de fachada.

Figura 3.2.1 Sobrecarga de uso sobre pórticos interiores.

Figura 3.2.2 Sobrecarga de uso sobre pórticos de fachada.

Figura 3.2.3 Figura D.1 del CTE DB SE-AE.

Figura 3.2.4 Figura tabla D.2 del CTE DB SE-AE.

Figura 3.2.5 Viento lateral y viento frontal.

Figura 3.2.6 Cálculo de coeficientes eólicos en paramentos verticales.

Figura 3.2.7 Esquema de cargas de viento lateral según zonas.

Figura 3.2.8 Coeficientes eólicos de viento lateral en cubierta.

Figura 3.2.9 Esquema de cargas de viento lateral en cubierta según zonas.

Figura 3.2.10 Cargas extremas en correa entre pórticos 1-2.

Figura 3.2.11 Cargas de viento lateral en pórticos interiores (V1, V2, V3)

Figura 3.2.12 Cargas de viento lateral en pórticos de fachada (XZ).

Figura 3.2.13 Cargas de viento lateral en pilares del pórtico de fachada (YZ).

Figura 3.2.14 Cálculo de coeficientes eólicos en paramentos verticales.

Figura 3.2.15 Esquema de cargas de viento frontal según zonas.

Figura 3.2.16 Coeficientes eólicos de viento frontal en cubierta.

Figura 3.2.17 Esquema de cargas de viento frontal en cubierta según zonas.

Figura 3.2.18 Cargas de viento frontal en correa entre pórticos 1-2 (tramo 1).

Figura 3.2.19 Cargas de viento frontal en correa entre pórticos 1-2 (tramo 2).

Figura 3.2.20 Cargas de viento frontal en pórticos interiores (V4, V5, V6, V7).

Figura 3.2.21 Cargas de viento frontal en pórticos de fachada (XZ).

Figura 3.2.22 Cargas de viento frontal en pilares del pórtico de fachada (YZ).

Figura 3.2.23 Coeficientes eólicos interiores según tabla 3.5 del CTE DB SE-EA.

Figura 3.2.24 Cargas de viento interior de presión en pórticos 2-8 (XZ).

Figura 3.2.25 Cargas de viento interior de presión en pórticos 1 y 9 (XZ).

Figura 3.2.26 Cargas de viento interior de succión en pórticos 2-8 (XZ).

Figura 3.2.27 Cargas de viento interior de succión en pórticos 1 y 9 (XZ).

Figura 3.2.28 Coeficientes eólicos de presión interior, tabla 3.5 del CTE DB SE-AE.

Figura 3.2.29 Configuración de huecos en fachada.

Figura 3.2.30 Viento interior de presión (accidental) en pórticos 2-8 (XZ).

Figura 3.2.31 Viento interior de presión (accidental) en pórticos 1 y 9 (XZ).

Figura 3.2.32 Viento interior de succión (accidental) en pórticos 2-8 (XZ).

Figura 3.2.33 Viento interior de succión (accidental) en pórticos 1 y 9 (XZ).

Figura 3.2.34 Figura de la tabla 3.7 del CTE DB SE-AE.

Figura 3.2.35 Situaciones de nieve sobre pórtico interior (N1, N2, N3)

Figura 3.2.36 Situaciones de nieve sobre pórtico de fachada (N1, N2, N3)

Figura 3.3.1 Mapa de peligrosidad sísmica.

Figura 3.3.2 Valores del coeficiente de respuesta, tabla 3.1 NCSE-02.

Figura 3.3.3 Situación de sismo sobre pórtico interior, S.

Figura 3.3.4 Situación de sismo sobre pórtico de fachada.

Figura 3.3.5 Tabla 6.5 de la parte 1.1 del EC1. Características de carretillas.

Figura 4.3.1 Coeficientes de seguridad parciales para el cálculo de cimentaciones según la tabla 2.1 del CTE DB SE-C.

Figura 5.2.1 Desplome en cabeza del pilar. Integridad.

Figura 5.2.2 Desplome en cabeza del pilar. Integridad.

Figura 5.2.3 Desplome en cabeza de pilares. Apariencia.

Figura 5.2.4 Esfuerzos más desfavorables en pilares.

Figura 5.2.5 Esfuerzos más desfavorables en pilares.

Figura 5.2.6 Diagrama de momentos combinación ELU.

Figura 5.2.7 Eje del perfil “y” para la verificación de pandeo XZ.

Figura 5.2.8 Figura 6.5 del CTE DB SE-A.

Figura 5.2.9 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Figura 5.2.10 Coeficientes de imperfección α , según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Figura 5.2.11 Coeficiente de pandeo en el plano YZ.

Figura 5.2.12 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Figura 5.2.13 Coeficientes de imperfección α , según la tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Figura 5.2.14 Tabla 6.6. Factor de imperfección α_{LT} .

Figura 5.2.15 Tabla 6.7. Valor del factor C_1 correspondiente a los valores del factor K_ϕ .

Figura 5.2.16 Tabla 6.9. Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza.

Figura 5.2.17 Tabla 6.8. Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.

Figura 5.3.1 Esfuerzos en barra para comprobación de integridad.

Figura 5.3.2 Esfuerzos en barra para comprobación de integridad.

Figura 5.3.3 Combinación de cálculo para la comprobación de apariencia.

Figura 5.3.4 Esfuerzos más desfavorables en jácenas.

Figura 5.3.5 Esfuerzos más desfavorables en jácenas.

Figura 5.3.6 Diagramas de momentos en ELU.

Figura 5.3.7 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Figura 5.3.8 Coeficientes de imperfección α , según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Figura 5.3.9 Correas en cubierta.

Figura 5.3.10 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza, tabla 6.13 del CTE DB SE-A.

Figura 5.3.11 Tabla 6.10. Coeficientes del momento equivalente.

Figura 5.3.12 Tabla 6.8. Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.

Figura 5.4.1 Esfuerzos más desfavorables en pilares.

Figura 5.4.2 Elementos de la placa.

Figura 5.4.3 Dimensiones de la placa.

Figura 5.4.4 Esquema de trabajo de la placa a flexión sin cartelas.

Figura 5.4.5 Modelo de agotamiento de la placa a flexión.

Figura 5.4.6 Placa a flexión con cartelas.

Figura 5.4.7 Área portante de la sección con cartelas.

Figura 5.4.8 Dispositivo de anclaje por patilla.

Figura 5.5.1 Zapatas a dimensionar.

Figura 5.5.2 Vuelco de la zapata izquierda.

Figura 5.5.3 Vuelco de la zapata derecha.

Figura 5.5.4 Acciones para el cálculo de agotamiento del terreno.

Figura 5.5.5 Acciones transmitidas al terreno.

Figura 5.5.6 Modelo de zapata a utilizar.

Figura 5.5.7 Tabla 42.3.5. Cuantías mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón.

Figura 5.5.8 Características sección de referencia 2.

Figura 5.5.9 Perímetro crítico de punzonamiento. Figura 46.2.b EHE-08.

Figura 6.1.1 Deformada del pilar. MEFI.

Figura 6.1.2 Cargas sobre la jácena ELU resistencia.

Figura 6.1.3 Configuración inicial de los pilares en el plano del pórtico.

Figura 6.1.4 Figura 6.5 del CTE DB SE-A.

Figura 6.1.5 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Figura 6.1.6 Coeficientes de imperfección α , según la tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Figura 6.1.7 Configuración de los pilares en el plano perpendicular.

Figura 6.1.8 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Figura 6.1.9 Coeficientes de imperfección α , según la tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Figura 6.1.10 Tabla 6.6 Factor de imperfección α_{LT} .

Figura 6.1.11 Distribución de momentos.

Figura 6.1.12 Tabla 6.9 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza.

Figura 6.1.13 Tabla 6.10 Coeficientes del momento equivalente.

Figura 6.1.14 Ley de momentos en el pilar del pórtico de fachada.

Figura 6.1.15 Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.

Figura 6.2.1 Deformada debida a ELS de presión.

Figura 6.2.2 Deformada debida a ELS de succión.

Figura 6.2.3 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Figura 6.2.4 Coeficientes de imperfección α , según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Figura 6.2.5 Correas en cubierta.

Figura 6.2.6 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza, tabla 6.13 del CTE DB SE-A.

Figura 6.2.7 Tabla 6.10 Coeficientes del momento equivalente.

Figura 6.2.8 Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza.

Figura 6.3.1 Elementos de la placa.

Figura 6.3.2 Dimensiones de la placa.

Figura 6.3.3 Esquema de trabajo de la placa a flexión sin cartelas.

Figura 6.3.4 Modelo de agotamiento de la placa a flexión.

Figura 6.3.5 Placa a flexión con cartelas.

Figura 6.3.6 Área portante de la sección con cartelas.

Figura 6.3.7 Dispositivo de anclaje por patilla.

Figura 6.4.1 Vuelco de la zapata del pilar central.

Figura 6.4.2 Acciones para el cálculo de agotamiento del terreno.

Figura 6.4.3 Acciones transmitidas al terreno.

Figura 6.4.4 Clasificación de la zapata.

Figura 6.4.5 Modelo de zapata a utilizar.

Figura 6.4.6 Tabla 42.3.5. Cuantías mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón.

Figura 6.4.7 Características sección de referencia 2.

Figura 6.4.8 Perímetro crítico de punzonamiento. Figura 46.2.b EHE-08.

Figura 7.1 Elementos de la viga contraviento a dimensionar.

Figura 7.1.1 Selección de perfiles huecos.

Figura 7.1.2 ELU 1.5 (VF1 + VIS).

Figura 7.1.3 Obtención de la curva de pandeo según la tabla 6.2 del CTE DB SE-A.

Figura 7.1.4 Coeficientes de imperfección α , según tabla 6.3 del CTE DB SE-A.

Figura 7.2.1 Selección de perfil hueco.

Figura 7.2.2 Selección de perfiles huecos.

Figura 7.2.3 Combinación ELU 1.35G + 1.5 (VF1 + VIS).

Figura 7.2.4 Combinación ELU 1.35G + 1.5 (VL + VIP).

Figura 7.2.5 Cálculo de $c_{m,y}$. Tabla 6.14 del CTE DB SE-A.

Figura 7.2.6 Solución final de la viga contraviento.

Figura 8.1 Elementos del arriostramiento a dimensionar.

Figura 8.2.1 Selección de perfiles L.

Figura 8.2.3 Elementos de arriostramiento dimensionados.

Figura 9.1 Ubicación de la viga perimetral.

Figura 9.3.1 Selección de perfiles.

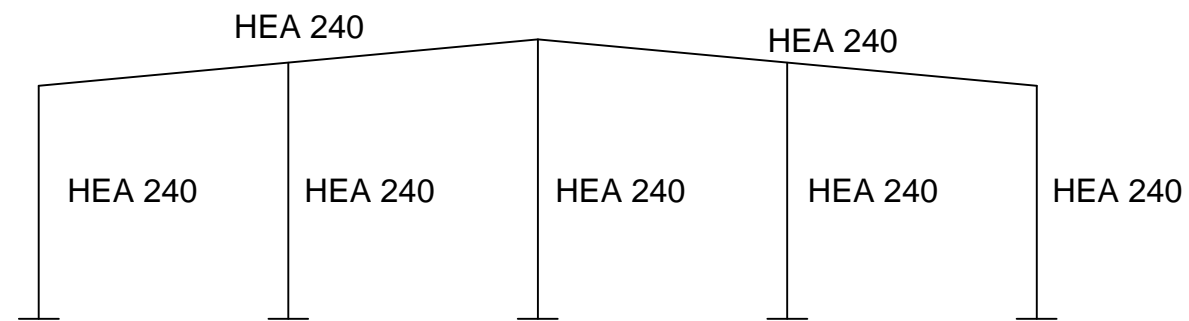
Figura 9.3.2 Detalle constructivo de viga perimetral con IPE 120.



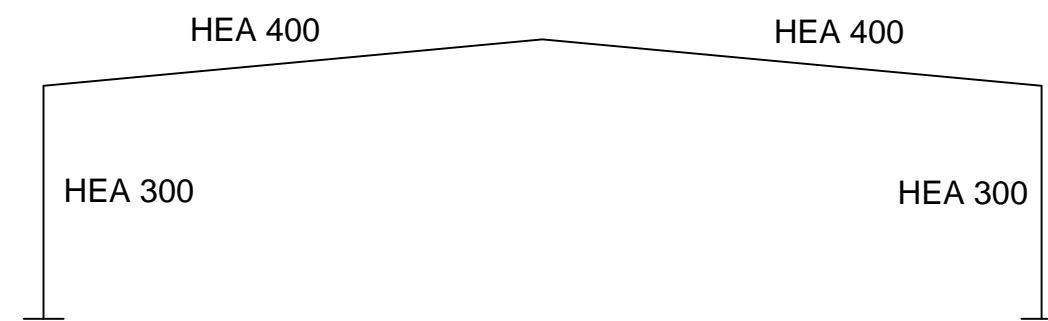
ANEXO III.

PLANOS.

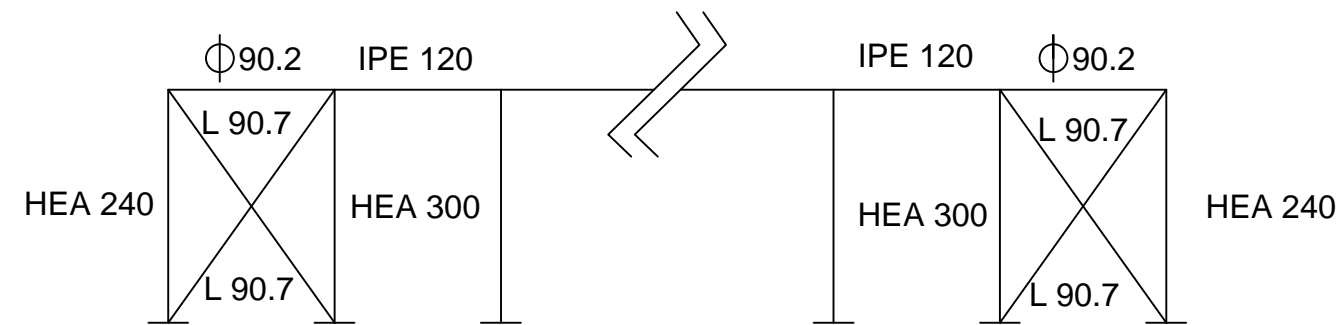
PÓRTICO DE FACHADA



PÓRTICO INTERIOR



FACHADA LATERAL



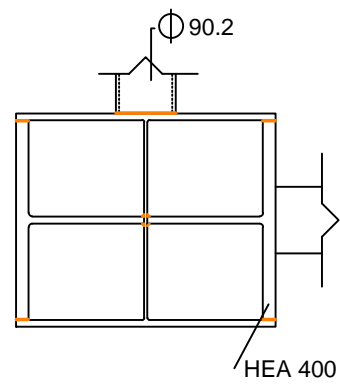
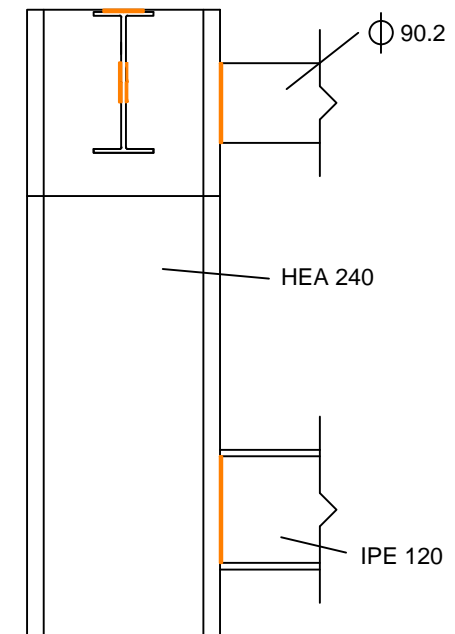
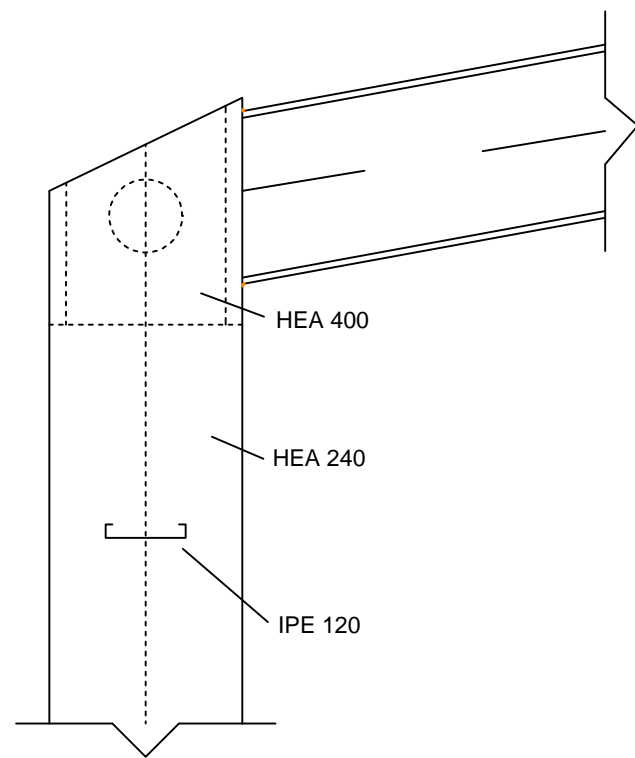
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA.
ESCUELA DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

Proyecto estructural de edificio industrial en el polígono de Olula del Río.

ALMUDENA MOLINA GARCÍA

Perfiles

Escala 1:200



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA.
 ESCUELA DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

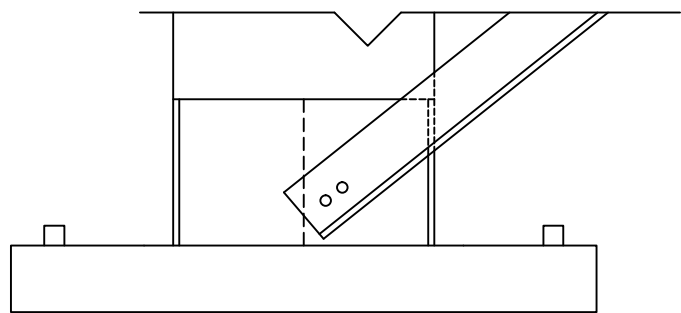
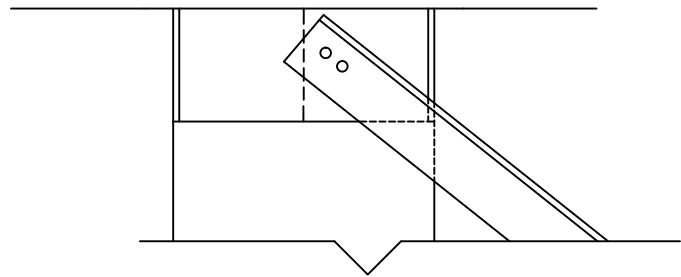
Proyecto estructural de edificio industrial en el polígono de Olula del Río.

ALMUDENA MOLINA GARCÍA

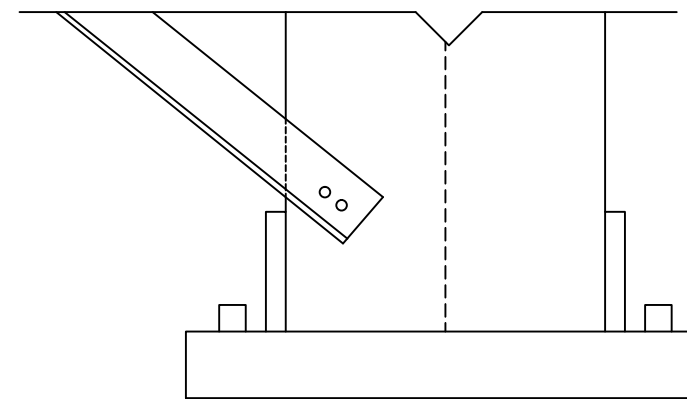
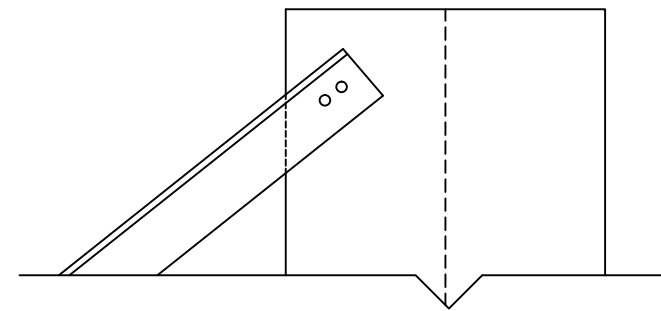
Pórtico de fachada.
 Encuentro viga-pilar.

Escala 1:10

Pórtico de fachada



Pórtico interior



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA.
ESCUELA DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

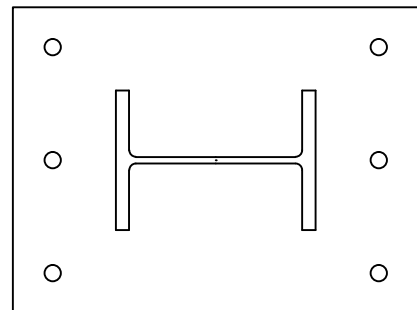
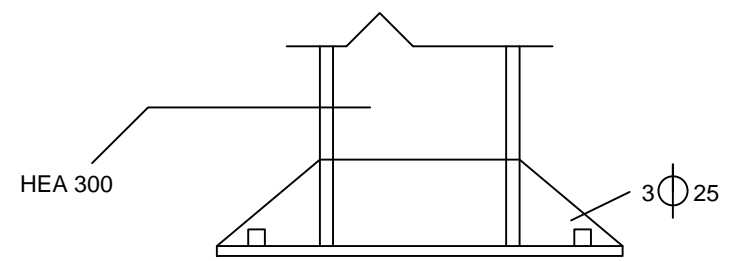
Proyecto estructural de edificio industrial en el polígono de Olula del Río.

ALMUDENA MOLINA GARCÍA

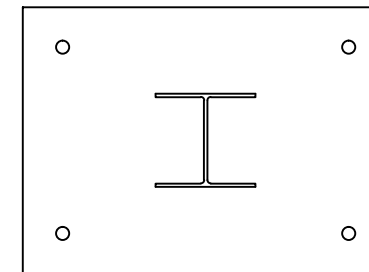
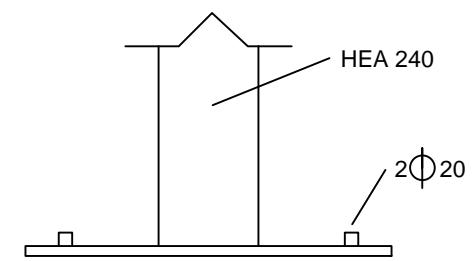
Uniones atornilladas.
Pórtico de fachada y pórtico interior.

Escala 1:10

Pórtico interior



Pórtico de fachada



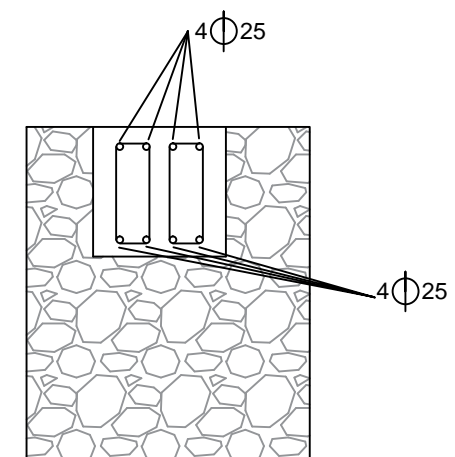
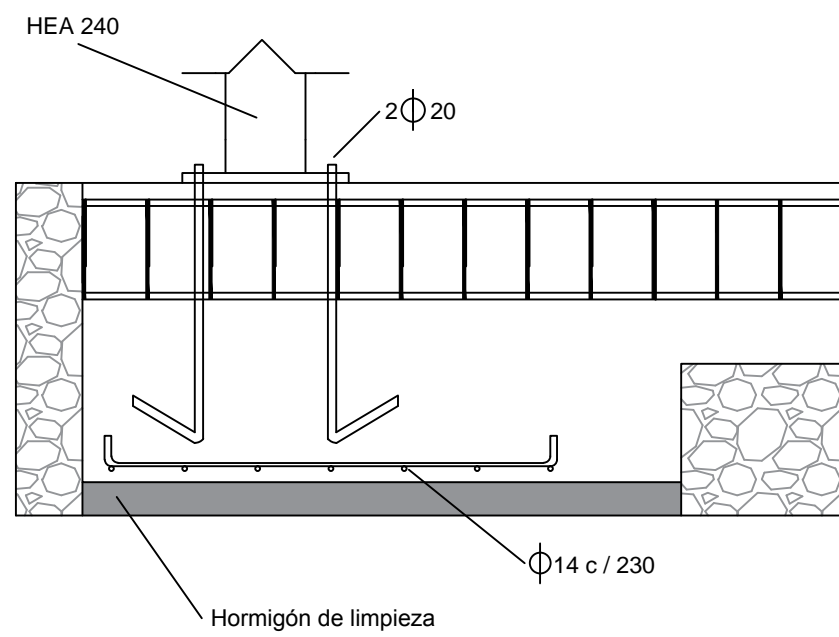
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA.
ESCUELA DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

Proyecto estructural de edificio industrial en el polígono de Olula del Río.

ALMUDENA MOLINA GARCÍA

Placas de anclaje

Escala 1:15



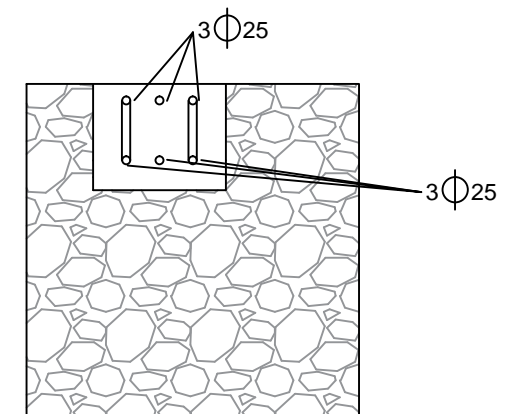
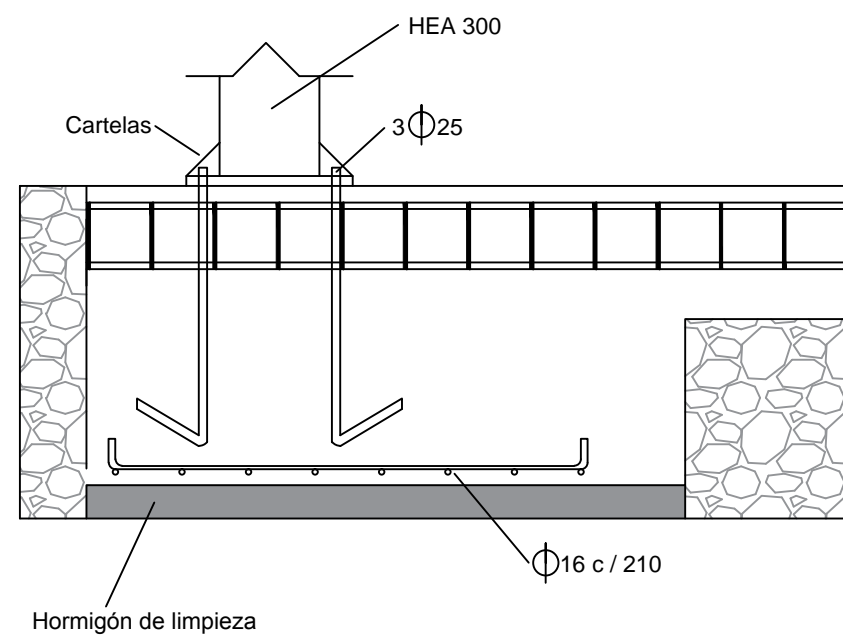
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA.
 ESCUELA DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

Proyecto estructural de edificio industrial en el polígono de Olula del Río.

ALMUDENA MOLINA GARCÍA

Cimentación pórtico de fachada.

Escala 1:20



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA.
 ESCUELA DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

Proyecto estructural de edificio industrial en el polígono de Olula del Río.

ALMUDENA MOLINA GARCÍA

Cimentación pórtico interior.

Escala 1:20