



**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y
PUERTOS Y DE INGENIERÍA DE MINAS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE
CARTAGENA**

**Proyecto estructural de un edificio
industrial en el polígono industrial
Cavila, Caravaca de la Cruz**

Titulación: Ingeniero Civil
Especialidad: Hidrología y Construcciones Civiles
Alumna: D^a. Cristina Pedreño Amador
Director: Dr. Antonio Tomás Espín

Cartagena, Septiembre de 2014

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DOCUMENTO 1: CÁLCULO ESTRUCTURAL

CAPÍTULO 1: DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

1.1 Datos de partida.....	18
1.2 Características de la parcela. Superficies.....	18
1.3 Elementos estructurales	19
1.4 Materiales	22
1.4.1 Acero estructural	22
1.4.3 Hormigón estructural	22
1.4.4 Hormigón de limpieza	26
1.5 Acciones	27
1.5.1 Acciones permanentes	27
• Peso propio	27
• Cerramientos	27
1.5.2 Acciones variables.....	30
• Sobrecarga de uso (Q_k)	30
• Viento (V).....	31
• Acciones térmicas (T).....	55
• Nieve (N)	55
1.5.3 Acciones permanentes	57
• Sismo	57
• Fuego	57
• Impacto	58
1.6 Combinación de acciones	59
1.6.1 Resistencia y estabilidad.....	60
1.6.2 Seguridad al vuelco	62
Zapata izquierda	63
Zapata derecha	64
1.6.3 Agotamiento del terreno	64

CAPÍTULO 2: PÓRTICO INTERIOR

2.1 Determinación de esfuerzos	66
2.2 Dimensionado de los pilares	67
2.2.1 E.L.U. Resistencia (CTE DB SE-A 6.2).....	69
• Resistencia cortante (CTE DB SE-A 6.2.4).....	69
• Resistencia flexión simple (CTE DB SE-A 6.2.6).....	70
• Resistencia flexión compuesta (CTE DB SE-A 6.2.8).....	70
2.2.1 E.L.U. Pandeo (CTE DB SE-A 6.3.2)	70
2.2.1 E.L.S Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2).....	75
2.3 Dimensionado de las jácenas	77

2.3.1 E.L.U. Resistencia (CTE DB SE-A 6.2).....	79
• Resistencia cortante (CTE DB SE-A 6.2.4).....	81
• Resistencia flexión compuesta (CTE DB SE-A 6.2.8).....	81
2.2.1 E.L.U. Pandeo (CTE DB SE-A 6.3.2).....	82
2.2.1 E.L.S Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2).....	85
2.4 Dimensionado de las placas de anclaje	87
2.4.2 E.L.U. de agotamiento en el apoyo.....	88
3.4.3 E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión	89
2.4.4 E.L.U. de agotamiento de los pernos a tracción	93
2.4.5 E.L.U. de agotamiento de los pernos a cortante (CTE DB SE-A. 8.8.1.6).....	94
2.4.6 E.L.U. de anclaje de los pernos	95
2.5 Dimensionado de las cimentaciones	96
2.5.1 E.L.U. de equilibrio. Seguridad al vuelco (EHE-08.41).....	96
2.5.2 E.L.U. de agotamiento del terreno (CTE DB SE- C.4.3).....	102
3.5.3 E.L.U. de agotamiento de la cimentación (EHE- 08.58.4.2)	103
• Flexión. Determinación del armado (EHE-08.58.4.2.1.1)	104
• E.L.U. de anclaje de las armaduras (EHE-08.69.5)	108
• E.L.U. de cortante (EHE-08.44.2.3).....	110
• E.L.U. de punzonamiento (EHE-08.46.3).....	112

CAPÍTULO 3: SISTEMA CONTRAVIENTO

3.1 Introducción	114
3.2 Pórtico de fachada	121
3.2.1 Dimensionado de los pilares.....	121
• E.L.S Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)	121
• E.L.U. Pandeo (CTE DB SE-A 6.3.2).....	122
• E.L.U. Resistencia (CTE DB SE-A 6.2)	127
3.2.2 Dimensionado de la jácena	128
• E.L.S Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)	128
• E.L.U. Resistencia (CTE DB SE-A.6.2)	130
• E.L.U. Pandeo (CTE DB SE-A 6.3.2).....	133
3.2.3 Dimensionado de las placas de anclaje.....	137
• E.L.U. de agotamiento en el apoyo	138
• E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión	139
• E.L.U. de agotamiento con cartelas	141
• E.L.U. de agotamiento de los pernos a tracción.....	143
• E.L.U. de agotamiento de los pernos a cortante (CTE DB SE-A. 8.8.1.6)	144
• E.L.U. de anclaje de los pernos.....	145
4.4.2 Dimensionado de las cimentaciones	145
• E.L.U. de equilibrio. Seguridad al vuelco (EHE-08.41)	145

• E.L.U. de agotamiento del terreno (CTE DB SE- C.4.3).....	150
• <i>E.L.U. de agotamiento de la cimentación (EHE- 08.58.4.2)</i>	151
• E.L.U. de punzonamiento (EHE-08.46.3).....	160
3.3 Dimensionado de la viga contraviento	161
3.3.1 Montantes	161
• E.L.S. Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)	161
• E.LU. Resistencia (CTE DB SE-A.6.2)	161
• E.LU. Pandeo (CTE DB SE-A.6.3.2).....	162
3.3.2 Diagonales	163
• E.L.S. Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)	163
• E.LU. Resistencia (CTE DB SE-A.6.2)	163
• E.LU. Pandeo (CTE DB SE-A.6.3.2).....	163
3.4 Dimensionado del arriostramiento de fachada lateral.....	165
• Montantes.....	165
• Diagonales	166

DOCUMENTO 2: PLANOS

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Valores ordenanzas urbanísticas (P.G.M.O Caravaca).....	18
Tabla 1.2. Hormigón en función del ambiente	23
Tabla 1.3. Recubrimientos mínimos (mm) para las clase generales de exposición I y II ..	24
Tabla 1.4. Recubrimientos mínimos para las clases específicas de exposición	25
Tabla 1.5. Margen de recubrimiento (mm).....	25
Tabla 1.6. Coeficientes para el tipo de entorno	32
Tabla 1.7. Coeficientes eólicos en paramentos verticales	34
Tabla 1.8. Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral.....	34
Tabla 1.9. Cargas de viento lateral en pilares (kN/m)	36
Tabla 1.10. Coeficientes eólicos de viento lateral en cubierta	36
Tabla 1.11. Coeficientes eólicos y cargas viento lateral en cubierta	37
Tabla 1.12. Cargas de viento lateral en jácenas (kN/m).....	38
Tabla 1.13. Coeficientes eólicos en paramentos verticales	41
Tabla 1.14. Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral.....	42
Tabla 1.15. Cargas de viento lateral en pilares (kN/m).....	43
Tabla 1.16. Coeficientes eólicos de viento lateral en cubierta	44
Tabla 1.17. Coeficientes eólicos y cargas viento lateral en cubierta	44
Tabla 1.18. Cargas de viento frontal en jácenas (kN/m)	46
Tabla 1.19. Coeficientes para el tipo de entorno	49
Tabla 1.20. Coeficientes parciales de seguridad.....	60
Tabla 1.21. Coeficientes de combinación.....	60
Tabla 1.22. Coeficientes de simultaneidad.....	62
Tabla 2.1. Propiedades IPE400.....	66
Tabla 2.2. Esfuerzos del pilar en ELU1.....	68
Tabla 2.3. Propiedades IPE 450.....	69
Tabla 2.4. Esfuerzos de la jácena en ELU1	78
Tabla 2.5. Propiedades IPE 330*.....	79
Tabla 2.6. Propiedades IPE 330.....	80
Tabla 2.7. Esfuerzos en la base del pilar	87
Tabla 2.8. Estudio de vuelco para la zapata izquierda.....	97
Tabla 2.9. Acciones estabilizantes y desestabilizantes.....	98
Tabla 2.10. Estudio de vuelco para la zapata derecha	100
Tabla 2.11. Acciones estabilizantes y desestabilizantes.....	101

Tabla 3.1. Carga permanente sobre p. fachada.....	115
Tabla 3.2. Sobrecarga de uso sobre p. fachada.....	115
Tabla 3.3. Carga de nieve sobre p. fachada	115
Tabla 3.4. Cargas de viento simple (kN/m).....	116
Tabla 3.5. Cargas de viento combinado (kN/m).....	116
Tabla 3.6. Solicitaciones en los pilares del pórtico de fachada	117
Tabla 3.7. Propiedades IPE 240.....	122
Tabla 3.8. Propiedades IPE 160.....	129
Tabla 3.9. Esfuerzos en la base del pilar	137
Tabla 3.10. Esfuerzos a los que está sometida zapata	146
Tabla 3.11. Vuelco respecto al punto A	148
Tabla 3.12. Vuelco respecto a B.....	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Planta de la estructura a calcular	19
Figura 1.2. Esquema del pórtico interior tipo	19
Figura 1.3. Esquema del arriostramiento	20
Figura 1.4. Esquema estructural de los pórticos interiores	20
Figura 1.5. Sistema estructural completo	21
Figura 1.6. Rejilla de identificación de nudos	21
Figura 1.7. Panel sándwich de cubierta (panelsandwich.org)	28
Figura 1.8. Distribución de cargas entre pórticos	28
Figura 1.9. Acciones permanentes en pórticos interiores (MEFI)	29
Figura 1.10. Acciones permanentes en pórticos de fachada (MEFI)	29
Figura 1.11. Sobrecarga de uso en pórticos interiores (MEFI)	30
Figura 1.12. Sobrecarga de uso en pórticos de fachada (MEFI)	31
Figura 1.13. Viento Lateral y Viento Frontal	33
Figura 1.14. Zona coeficientes eólicos (CTE DB SE-AE)	34
Figura 1.15. Esquema de cargas en pórticos de viento lateral según zonas	35
Figura 1.16. Zona coeficientes eólicos (CTE DB SE-AE)	37
Figura 1.17. Esquema de cargas de viento lateral en cubierta según zonas	38
Figura 1.18. Cargas extremas en corre entre pórticos 1-2 y 8-9 (MEFI)	39
Figura 1.19. Carga viento lateral 1 (MEFI)	39
Figura 1.20. Carga viento lateral 2 (MEFI)	40
Figura 1.21. Carga viento lateral 3 (MEFI)	40
Figura 1.22. Carga viento lateral de succión (XZ) (MEFI)	40
Figura 1.23. Carga viento lateral de presión (XZ) (MEFI)	41
Figura 1.24. Zona coeficientes eólicos (CTE DB SE-AE)	41
Figura 1.25. Esquema de cargas en pórticos de viento frontal según zonas	43
Figura 1.26. Zona coeficientes eólicos (CTE DB SE-AE)	44
Figura 1.27. Esquema de cargas de viento frontal en cubierta según zonas	45
Figura 1.28. Cargas extremas en corre entre pórticos 1-2 y 8-9 en el tramo 1 (MEFI)	46
Figura 1.29. Cargas extremas en corre entre pórticos 1-2 y 8-9 en el tramo 2 (MEFI)	46
Figura 1.30. Carga viento frontal 4 (MEFI)	47
Figura 1.31. Carga viento frontal 5 (MEFI)	47
Figura 1.32. Carga viento frontal 6 (MEFI)	47
Figura 1.33. Carga viento frontal 7 (MEFI)	48
Figura 1.34. Carga viento frontal (XZ) (MEFI)	48

Figura 1.35. Carga viento frontal (XZ) (MEFI)	48
Figura 1.36. Carga viento interior de presión en pórticos 2-8 (XZ) (MEFI)	51
Figura 1.37. Carga viento interior de presión en pórticos 1 y 9 (XZ)	51
Figura 1.38. Carga viento interior de succión en pórticos 2-8 (XZ) (MEFI)	52
Figura 1.39. Carga viento interior de succión en pórticos 1 y 9 (XZ) (MEFI)	52
Figura 1.40. Carga viento interior de presión en pórticos 2-8 (XZ) (MEFI)	53
Figura 1.41. Carga viento interior de presión en pórticos 1 y 9 (XZ) (MEFI).....	54
Figura 1.42. Carga viento interior de succión en pórticos 2-8 (XZ) (MEFI).....	54
Figura 1.43. Carga viento interior de succión en pórticos 1 y 9 (XZ) (MEFI)	54
Figura 1.44. Tabla 3.8 CTE DB SE-AE	56
Figura 1.45. Carga de nieve en pórticos interiores (MEFI).....	56
Figura 1.46. Carga de nieve en pórticos de fachada (MEFI).....	57
Figura 1.47. Acción de impacto 1 sobre pórticos interiores (MEFI).....	58
Figura 1.48. Acción de impacto 2 sobre pórticos interiores (MEFI).....	59
Figura 1.49. Combinación característica (CTE DB SE)	60
Figura 1.50 . Combinación accidental (CTE DB SE)	61
Figura 1.51. Combinación persistente o transitoria (CTE DB SE)	62
Figura 1.52. Tabla 2.1 del CTE DB SE-C.....	63
Figura 1.53. Combinación persistente o transitoria (CTE DB SE)	64
Figura 2.1. Diagrama de axiles (MEFI)	67
Figura 2.2. Diagrama de cortantes (MEFI)	67
Figura 2.3. Diagrama de momentos flectores (MEFI)	68
Figura 2.4. Diagrama de flecha (MEFI)	68
Figura 2.5. Diagrama deformación para ELS.....	76
Figura 2.6. Diagrama de axiles (MEFI)	77
Figura 2.7. Diagrama de cortantes (MEFI)	77
Figura 2.8. Diagrama de momentos flectores (MEFI)	78
Figura 2.9. Diagrama de flecha (MEFI)	78
Figura 2.10. Diagrama deformación para ELS.....	86
Figura 2.11. Predimensionado placa de anclaje	87
Figura 2.12. Alzado placa de anclaje.....	90
Figura 2.13. Placa de anclaje con cartelas.....	91
Figura 2.14. Área portante de la sección con cartelas	92

Figura 2.15. Criterio de signos	96
Figura 2.16. Vuelco de la zapata izquierda	97
Figura 2.17. Coeficientes de seguridad (CTE DB SE-C).....	99
Figura 2.18. Vuelco de la zapata derecha.....	100
Figura 2.19. Clasificación zapata	103
Figura 2.20. Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo	104
Figura 2.21. Sección de referencia 2	109
Figura 2.22. Sección de referencia 3	109
Figura 2.23. Sección de referencia 2 para el cálculo de cortante	111
Figura 3.1. Axiles sobre pilares del pórtico de fachada	114
Figura 3.2. Configuración de nudo VCV	117
Figura 3.3. Resumen axiles en la hipótesis VF1+VIS.....	119
Figura 3.4. Arriostramiento Cruz de San Andrés.....	119
Figura 3.5. Acción de VF en el plano XZ	120
Figura 3.6. Carga de viento sobre la jácena (VF1 + VIS)	120
Figura 3.7. Carga de viento sobre la jácena (VF1 + VIP)	120
Figura 3.8. Sistema de arriostramiento en fachada.....	125
Figura 3.9. Modelización de la jácena del pórtico de fachada	128
Figura 3.10. Axiles en la jácena de PF en VF1+VIP	131
Figura 3.11. Predimensionado placa de anclaje p. fachada.....	137
Figura 3.12. Alzado placa de anclaje.....	140
Figura 3.13. Placa de anclaje con cartelas.....	141
Figura 3.14. Área portante de la sección con cartelas	142
Figura 3.15. Vuelco de la zapata del pilar central	145
Figura 3.16. Criterio de signos	146
Figura 3.17. Coeficientes de seguridad (CTE DB SE-C).....	149
Figura 3.18. Clasificación zapata	151
Figura 3.19. Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo	152
Figura 3.20. Sección de referencia 2	156
Figura 3.21. Sección de referencia 3	157
Figura 3.22. Sección de referencia 2 para el cálculo de cortante	159
Figura 3.23. Elementos de la VCV a dimensionar	161
Figura 3.24. Elementos de arriostramiento a dimensionar.....	165

AGRADECIMIENTOS

Tras cuatro años de aprendizaje, de aprobados y suspensos, de prisas, de caídas y tropezones pero de remontadas con mucha más energía, de nervios y no tan nervios, de llantos antes de un examen y risas entre clases, solo me queda dar gracias. Gracias a todos los han estado, están y estarán.

Gracias a mi madre Cristina por comprenderme como nadie, por escucharme y por estar siempre ahí. Hemos movido cajas de zapato, hemos andado bajo la lluvia o hemos compartido hospital pero también hemos acabado con las existencias de Zara, hemos reído a carcajas y nos hemos tostado al sol. Bueno y no tan bueno, pero siempre juntas. Eres una luchadora, he estudiado para ser ingeniera pero mi auténtico deseo es que algún día mi hija me quiera la mitad de lo que yo te quiero a ti. Y sí, con la mitad me conformo.

Gracias a mi padre a Salva porque, aun no siéndolo, jamás imaginé que esas vueltas en el aire colgada de tus manos hace diecisiete años, que esa tormenta en Moratalla que casi acaba con nuestra tienda o que esa carta a los reyes magos mandada a última hora llegarían a ser mi tesoro más valioso. Paco estaría orgulloso de ti, estaría orgulloso de nosotros.

Gracias a mi tutor Antonio Tomás Espín por la paciencia y por la comprensión ante los correos a deshora y las prisas del último momento. Gracias por la disponibilidad y la facilidad para cualquier consulta.

Gracias a mi novio Pablo. Gracias por confiar en mí y conseguir que yo lo haga como no lo había hecho hasta ahora. Gracias por ser la vía de escape, la mejor vía de escape, a mis agobios. Gracias por coger la toalla cuando yo la he tirado. Gracias por provocarme estas ganas de reír y de comerme el mundo. Gracias porque, a pesar de lo incierto que es el futuro, estoy deseando que llegue.

Gracias a mi amigo Carlos. Gracias por las constantes escapadas a mi casa para solucionar mis rencillas con Autocad. Gracias por estar siempre al otro lado del teléfono, gracias por conseguir conmigo que esta nave no se venga abajo.

Gracias a mis amigas Mónica y Cristina por ser el punto de locura que hace falta en mi vida. Gracias por las entradas y salidas, gracias por esas charlas que, como diría mi abuela, son mano de santo. Gracias por estar siempre dispuestas a subiros al tacón y olvidaros del resto del mundo.

Gracias a mis compañeros de clase Quique, Miguel y Roberto que han convertido las expresiones "el ruso", "pelazo" y "perdiditas" en la contraseña capaz de abrir mi caja fuerte de las risas. Gracias porque, aunque suene a locura, ¡Hacéis que eche de menos la universidad! Si si, esa universidad que me paso maldiciendo durante todo el curso.

Y bueno, gracias a todos los que, en menor o mayor medida, habéis participado en esto. No importa si sois familia, amigos, profesores o vecinos, gracias. De corazón

DOCUMENTO 1: CÁLCULO ESTRUCTURAL

Capítulo 1

Definición del problema

Datos de partida

Característica de la parcela. Superficies

Elementos estructurales

Materiales

Acciones

Combinación de acciones a considerar



1.1 Datos de partida

Se desea realizar el proyecto de cálculo estructural de una nave industrial situada en el Polígono Industrial Cavila (Caravaca de la Cruz). Este edificio industrial está destinado a mejorar la prestación de algunos servicios que actualmente se realizan y a posibilitar la prestación de otros nuevos a las empresas del polígono. Entre otros, los destinados al mantenimiento de instalaciones generales como viales públicos, jardinería, limpieza, agua potable, etc.

El mismo tendrá una superficie total de 1122 m², con unas dimensiones de 25,5x44 metros. Proponiéndose una altura de 7 metros en los pórticos de fachada y de 9,4 metros como altura de coronación.

1.2 Características de la parcela. Superficies

La parcela, destinada a la construcción de la nave, cuenta con una superficie de 1930,71 m² y se encuentra situada en un entorno eminentemente industrial de carácter llano.

Tras consultar el Plan General Municipal de Ordenación de Caravaca, se fijan los valores de la Tabla 1.1.

Parámetro	Límite	Proyecto
Retranqueo frontal mínimo (m)	3	8
Retranqueo lateral mínimo (m)	3	3 - 6
Altura máxima (m)	10	10
Ocupación máxima (%)	68	58
Edificabilidad máxima (m ² t / m ² s)	2	0,58

Tabla 1.1. Valores ordenanzas urbanísticas (P.G.M.O Caravaca)

La ocupación se define como el cociente entre la superficie ocupada por la planta de la edificación construida y la superficie total de la parcela; mientras que, la edificabilidad relaciona la superficie de la parcela con los metros que se pueden levantar en ella en diferentes plantas.

$$\text{Ocupación} = \frac{\text{Superficie planta edificio}}{\text{Superficie total parcela}} = \frac{44 \text{ m} \times 25,5 \text{ m}}{56 \text{ m} \times 34,5 \text{ m}} = 0,5807$$

$$\text{Edificabilidad} = \frac{\text{m}^2 \text{ techo edificado}}{\text{m}^2 \text{ suelo parcela}} = \frac{44 \text{ m} \times 25,5 \text{ m}}{56 \text{ m} \times 34,5 \text{ m}} = 0,5807$$

Además, en base a lo establecido en el Art.210 del Reglamento de ordenación, se establece una plaza de aparcamiento cada 100 m². En este caso, en relación al área de nuestra nave, se debe reservar espacio para 11 plazas.

En la Figura 1.1, se adjunta un esquema de la disposición de los elementos en planta.

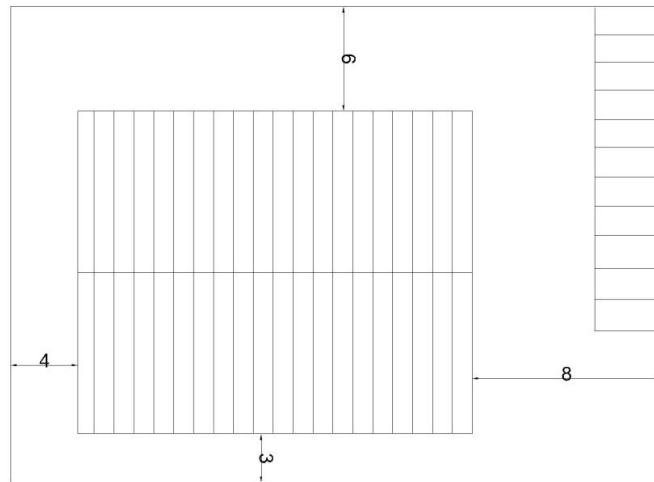


Figura 1.1. Planta de la estructura a calcular

1.3 Elementos estructurales

La nave cuenta con una luz de 25,5 m, la cual no es excesivamente grande. Por otra parte, la cubierta no estará destinada a ninguna actividad porque lo que no se requiere instalar ningún equipo de cimentación o similar. De este modo, finalmente, se opta por un sistema estructural basado en nueve pórticos a dos aguas, proporcionando un espacio diáfano, con una separación entre ellos de 5,5 m (crujía).

Con el fin de que se produzca una correcta evacuación de las aguas pluviales se fija un ángulo de 10° para la cubierta, representada en la Figura 1.2.

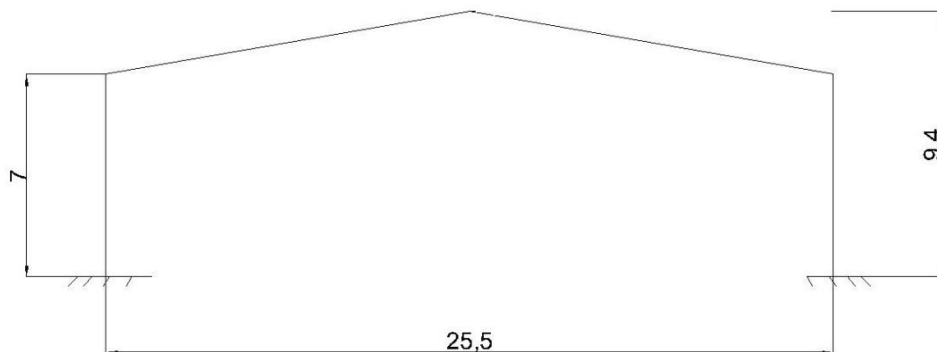


Figura 1.2. Esquema del pórtico interior tipo

Para unir los pórticos interiores se emplea una viga perimetral de atado. Ésta es arriostrada en los primeros vanos, atando las cabezas de los pilares, lo que evita la traslacionalidad de los mismos en el plano de fachada lateral (YZ). De esta forma, se consigue una configuración empotrado-apoyado ($\beta_z = 0,7$) (Figura 1.3).

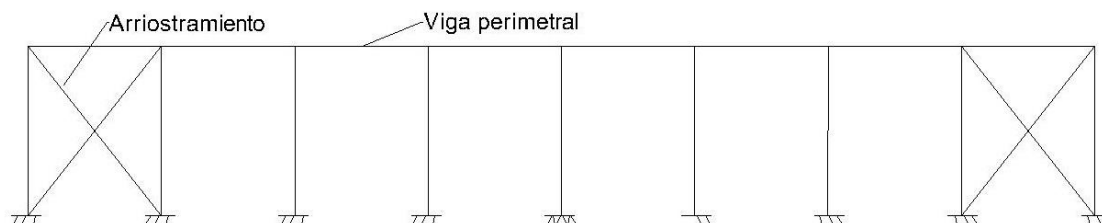


Figura 1.3. Esquema del arriostramiento

El esquema estructural adoptado es el mostrado en la siguiente Figura 1.4, restando por definir la configuración del pórtico de fachada.

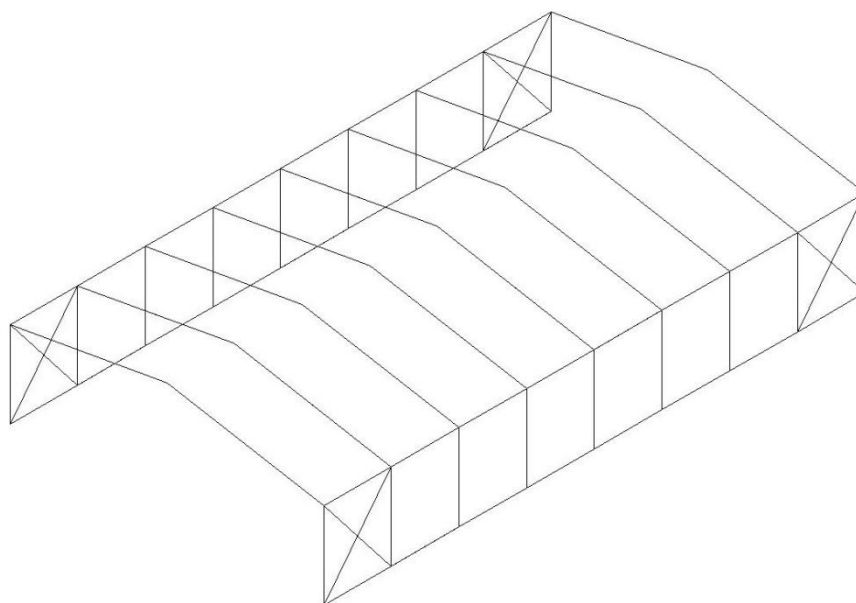


Figura 1.4. Esquema estructural de los pórticos interiores

Por su parte, las fachadas frontales del edificio deben ser capaces de absorber las acciones del viento. Para ello se decide disponer tres pilares intermedios en los pórticos de fachada. Estos pilares están empotrados en la base, apoyados en la cabeza y separados una distancia de 6,375 m. El apoyo en la cabeza se garantiza mediante una viga contraviento tipo Warren entre los dos primeros pórticos (Figura 1.5).

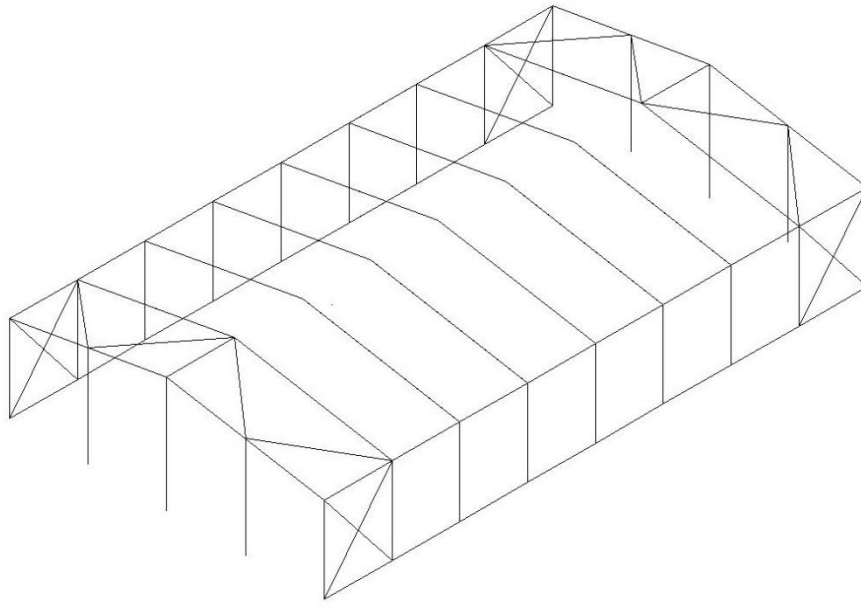


Figura 1.5. Sistema estructural completo

Por último, se adjunta un esquema en el que se recoge la codificación de los pórticos basada en una rejilla. En la misma los pórticos se numeran de 1 a 9 y la posición de los pilares de A a E (Figura 1.6).

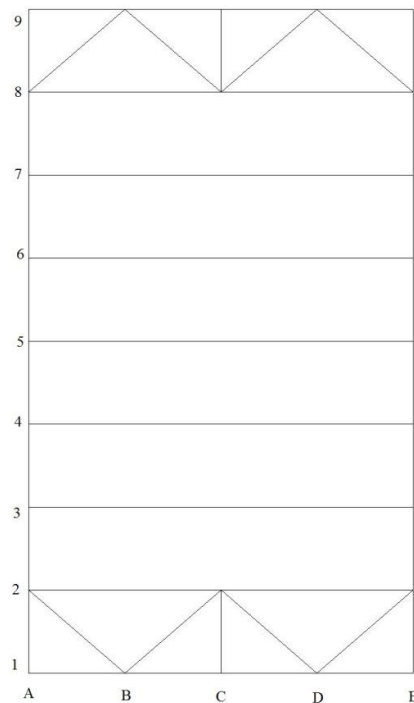


Figura 1.6. Rejilla de identificación de nudos



1.4 Materiales

1.4.1 Acero estructural

Para los perfiles laminados en caliente se emplea como acero estructural el S275JR. El término JR hace referencia a un grado de resiliencia empleado en construcciones ordinarias. La resistencia característica de este acero es $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ y la resistencia de cálculo es definida en el CTE DB SE-A 2.3.3 como:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

La resistencia última toma un valor de $f_{uk} = 410 \text{ N/mm}^2$ y el módulo de elasticidad del acero es $E = 210000 \text{ N/mm}^2$.

1.4.2 Acero en barras

Como acero en barras, para el hormigón armado, emplearemos el más común, el B500SD. Este posee una resistencia característica de $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ y una resistencia de cálculo según la EHE-08:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Este acero cuenta con una Resistencia última de $f_{uk} = 575 \text{ N/mm}^2$ y su módulo de elasticidad es 200000 N/mm^2 .

1.4.3 Hormigón estructural

Como material para las cimentaciones se emplea hormigón armado. Este debe ser seleccionado en función del ambiente al que va a estar expuesto, asegurando un buen comportamiento y la durabilidad del mismo.

Para la determinación de este ambiente es necesaria la realización de un estudio geotécnico que sirva de base para la caracterización del terreno. Tras la realización del mismo, se obtiene que esta zona está constituida por grandes afloramientos calcodolomíticos estables y de gran permeabilidad.

Por otro lado, destacar que, la zona en la que se encuentra situado el Polígono industrial de Cavila no es una zona marina. Esta cuenta con un grado de humedad medio y una precipitación media anual de 367 mm.

Así, tras el análisis de toda esta información y el empleo de las tablas 8.2.2 y 8.2.3 de la EHE-08, se determina que se trata de un ambiente IIb + Qa (humedad media + ataque químico débil).

A continuación ya es posible definir la resistencia característica del hormigón a emplear. Para ello haremos uso de la tabla 37.3.2 de la EHE-08 (Tabla 1.2).

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Resistencia mínima (N/mm ²)	masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30
	armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

Tabla 1.2. Hormigón en función del ambiente

Se observa que la resistencia característica requerida por el hormigón para este tipo de ambiente es $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$, se emplea pues un HA-30.

Al tratarse de un hormigón destinado a la edificación, se exige una consistencia blanda, y al ser más concretamente en cimentaciones, el tamaño máximo de árido se fija en 20 mm. De este modo, la designación del hormigón a emplear es:

HA-30/B/20/IIb+Qa

La resistencia de cálculo para este hormigón, tras aplicar el coeficiente parcial de seguridad γ_c establecido por la EHE-08, es:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

En último lugar, es necesario definir el recubrimiento del hormigón en cada una de las direcciones de la cimentación. Este viene definido por la EHE-08 (37.2.4) como: “la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie del hormigón más cercana”. Expresado numéricamente:

$$R_{nom} = r_{min} + \Delta r$$

Se comienza determinando el recubrimiento mínimo necesario, para ello se deben consultar las tablas 37.2.4.1.a y c de la EHE-08.

Conforme a la tabla 37.2.4.1.a (Tabla 1.3), para una clase de exposición IIb, una resistencia característica (f_{ck}) de 30 N/mm^2 y una vida útil de proyecto de 50 años, consultada en la tabla 5 de la EHE-08, el recubrimiento mínimo necesario es de 25 mm.



Clase de exposición	Tipo de cemento	Resist. Característica del hormigón (N/mm ²)	Vida útil de proyecto (t _g), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
IIa	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

Tabla 1.3. Recubrimientos mínimos (mm) para las clase generales de exposición I y II

Además, de acuerdo a la tabla 37.2.4.1.c (Tabla 1.4), para una clase de exposición débil (Qa) y una vida útil de proyecto de 50 años, se obtiene un recubrimiento mínimo de 40 mm.

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	Vida útil del proyecto (t _g), (años)	
			50	100
H	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cemento	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	35
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
F	CEMI I/A-D	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	35
	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	75
		$f_{ck} \geq 40$	20	40
	Otros tipos de cemento o en el caso de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	40
		$f_{ck} \geq 40$	10	20

E	Cualquiera	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	80
		$f_{ck} \geq 40$	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsílíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	-	40	55
	Resto de cementos utilizables	-	*	*
Qb, Qc	Cualquiera	-	*	*

Tabla 1.4. Recubrimientos mínimos para las clases específicas de exposición

Se selecciona el mayor recubrimiento mínimo de los dos obtenidos anteriormente, 40 mm. A este recubrimiento mínimo hay que añadirle el margen de recubrimiento Δr , este viene fijado en la EHE-08 (Tabla 1.5).

Tipo elemento + nivel de control	Δr (mm)
Prefabricados y nivel intenso de control	0
In situ y nivel intenso de control	5
Resto de casos	10

Tabla 1.5. Margen de recubrimiento (mm)

El margen de recubrimiento para elementos hormigonados in situ y un nivel de control normal es de 10 mm.

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

En los laterales de las zapatas el recubrimiento es mayor ya que, tal y como se indica en el punto 37.2.4 de la EHE-08: “En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será de 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto de un hormigón de limpieza, no rigiendo en este caso lo establecido en el párrafo anterior”. De este modo, en las caras laterales de la zapata el recubrimiento nominal es:

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



1.4.4 Hormigón de limpieza

Según lo establecido en el CTE DB SE-C.4.5.1.2, en toda cimentación se debe colocar previamente una capa de hormigón de limpieza que sirva de asiento. El espesor mínimo de esta solera será de 10 cm.

Este hormigón de limpieza tiene como fin evitar la desecación del hormigón estructural durante su vertido, así como, una posible contaminación de este durante las primeras horas tras su hormigonado.

El único hormigón utilizable para esta aplicación se tipifica de la siguiente manera:

HL-150/C/TM

Como se indica en la identificación la dosificación mínima de cemento es de 150 kg/m³ y se recomienda que el tamaño máximo de árido sea inferior a 30 mm.

1.5 Acciones

Este apartado está destinado a determinar las acciones que han de considerarse en el cálculo de la nave industrial. Para ello, se establecen dos modelos estructurales. El primero corresponde a todos los pórticos interiores los cuales trabajan de una forma similar pues, con la viga perimetral y los arriostramientos introducidos, pueden considerarse como pórticos planos y son calculados con MEFI; y en segundo el correspondiente al pórtico de fachada, cuyos elementos se modelan como isostáticos y la transmisión de esfuerzos se produce de forma directa. Así, en el plano XZ la transmisión de esfuerzos se produce desde la jácena hacia el pilar en forma de axil. Mientras que, en el plano YZ son los pilares los que recogen los esfuerzos y los transmiten a la cimentación en forma de cortante y de momento.

1.5.1 Acciones permanentes

Se considera como acción permanente aquella que actúa en todo instante sobre el edificio con acción y posición constante, es decir, las relativas al peso propio del edificio (peso propio y cerramientos).

- ***Peso propio***

Dado que este proyecto está destinado al cálculo de todos los elementos que constituyen la estructura: pilares, jácenas, correas, vigas contraviento, vigas perimetrales y arriostramiento, sus dimensiones no se pueden conocer a priori. Por ello se considera un valor característico de predimensionado, este es igual a la luz del pórtico dividido por 100 kN/m²:

$$G_{k,pp} = \frac{25,5}{100} = 0,255 \text{ kN/m}^2$$

Una vez calculados todos estos elementos estructurales, se comprobará que el valor utilizado es válido.

- ***Cerramientos***

Se diferencian dos tipos de cerramientos: los 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. El hecho de que apoyen en el suelo quiere decir que su peso cae directamente sobre las vigas de atado de las cimentaciones sin afectar al cálculo estructural.

Por su parte, el cerramiento de cubierta se ejecutará con un panel sándwich, similar a la mostrada en la figura 1.7. Este cuenta con 80 mm de espesor y un peso de 11,22 kg/m².



Figura 1.7. Panel sándwich de cubierta (panelsandwich.org)

El valor de su peso en kg/m^2 equivale a $0,11 \text{ kN/m}^2$ y se redondea hasta $0,15 \text{ kN/m}^2$ para tener en cuenta el peso de la tornillería y los accesorios de montaje.

$$G_{k,\text{cerr}} = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

Así, las acciones permanentes totales son:

$$G_k = G_{k,\text{pp}} + G_{k,\text{cerr}} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

Para obtener las acciones aplicadas sobre los pórticos interiores y de fachada, se multiplica el valor de la carga superficial por el ámbito de carga del mismo y por la mitad de la crujía respectivamente (Figura 1.8).

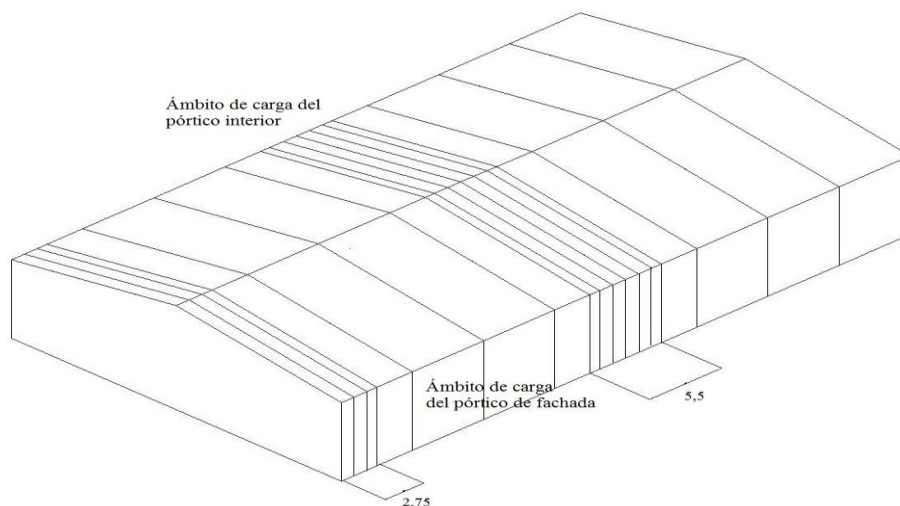


Figura 1.8. Distribución de cargas entre pórticos

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

$$G_{k,int} = G_k \times s = 0,4 \text{ kN/m}^2 \times 5,5 \text{ m} = 2,2 \text{ kN/m}$$

$$G_{k,fach} = G_k \times s = 0,4 \text{ kN/m}^2 \times \frac{5,5}{2} \text{ m} = 1,1 \text{ kN/m}$$

Representando las acciones permanentes actuantes sobre los pórticos interiores y de fachada se obtienen:

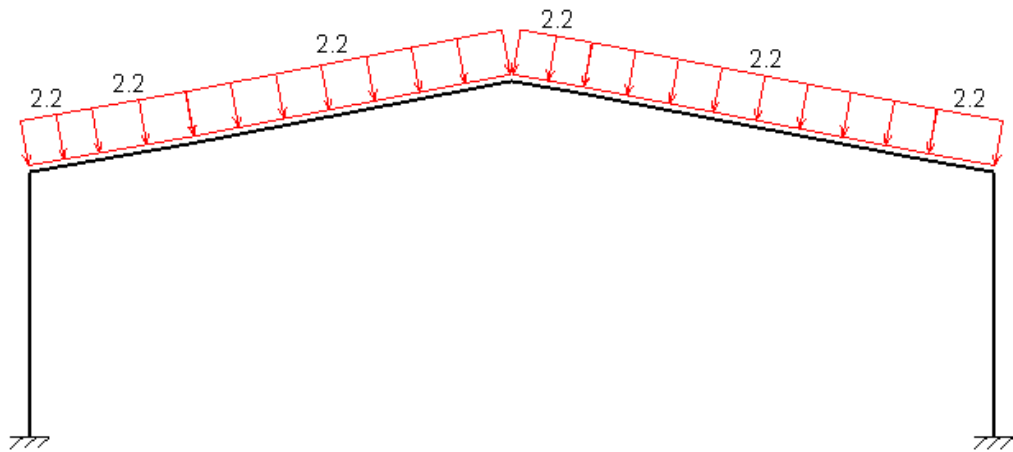


Figura 1.9. Acciones permanentes en pórticos interiores (MEFI)

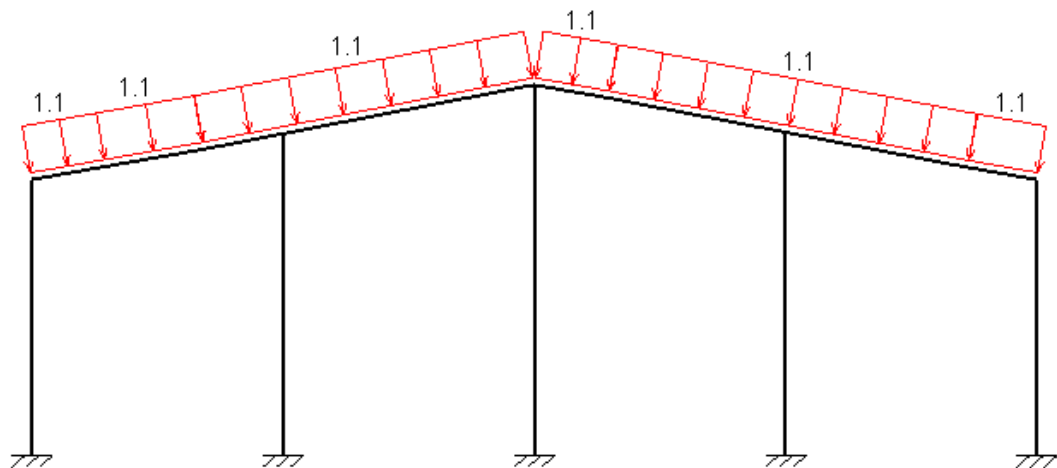


Figura 1.10. Acciones permanentes en pórticos de fachada (MEFI)

1.5.2 Acciones variables

Se define como acción variable aquella que puede actuar o no sobre el edificio y, generalmente, está compuesta por las sobrecargas de uso y las acciones térmicas.

- **Sobrecarga 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. Los efectos de esta sobrecarga pueden equipararse a la aplicación de una carga uniformemente distribuida (Q_k).

Sabiendo que la cubierta será accesible únicamente por mantenimiento y conforme a la tabla 3.1 del CTE DB SE-AE, la sobrecarga de uso para cubiertas ligeras sobre correas es de $0,4 \text{ kN/m}^2$. Además, en este mismo documento básico, se establece que, en esta subcategoría, la sobrecarga no es concomitante con el resto de acciones variables a la hora de establecer las combinaciones.

Aplicando las acciones sobre los pórticos de la estructura:

$$Q_{k,int} = Q_k \times s = 0,4 \text{ kN/m}^2 \times 5,5 \text{ m} = 2,2 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k,fach} = Q_k \times s = 0,4 \text{ kN/m}^2 \times \frac{5,5}{2} \text{ m} = 1,1 \text{ kN/m}$$

Representando estas acciones sobre los diferentes pórticos:

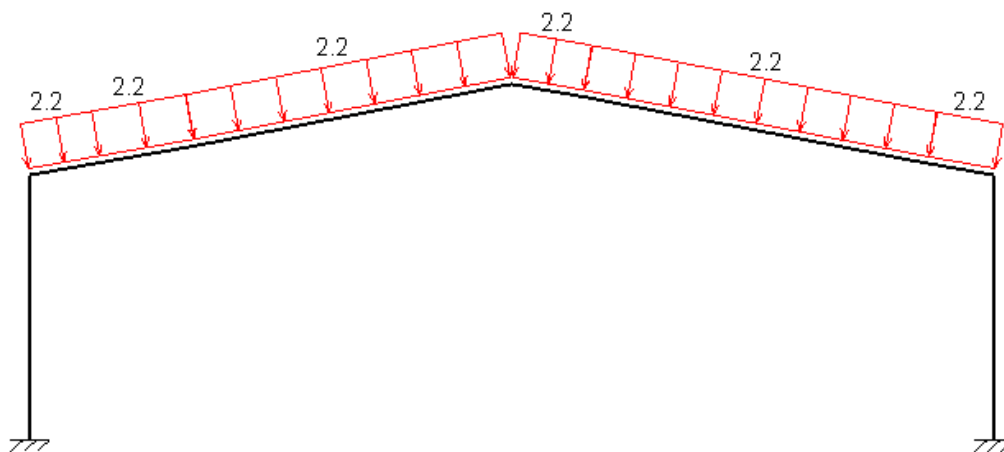


Figura 1.11. Sobrecarga de uso en pórticos interiores (MEFI)

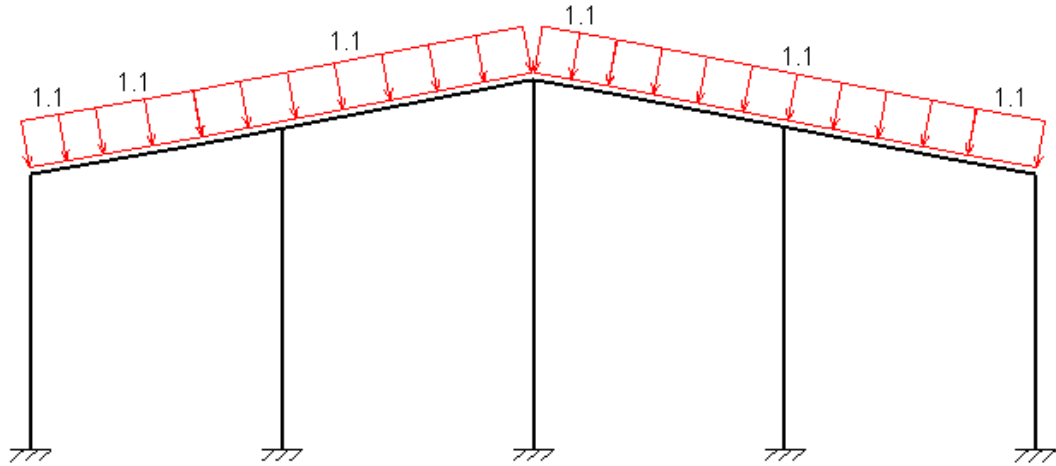


Figura 1.12. Sobrecarga de uso en pórticos de fachada (MEFI)

- **Viento (V)**

El cálculo de la acción del viento se realiza de acuerdo con lo establecido en el CTE DB SE-AE.3.3. En este documento básico se afirma que la distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y 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 una fuerza perpendicular a la superficie en cada punto expuesto, q_e , que se puede expresar como:

$$q_e(z) = q_b \times c_e(z) \times c_p$$

siendo:

q_b la presión dinámica del viento.

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

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

A continuación, de acuerdo con lo establecido en la norma, se determinan los distintos términos que componen esta expresión.



Presión dinámica (q_b)

Esta presión es calculada como:

$$q_b = 0,5 \times \delta \times v_b^2$$

siendo:

δ la densidad del aire y adopta el valor de $1,25 \text{ kg/m}^3$.

v_b la velocidad básica del viento, dependiente de la zona donde se ubique el edificio.

En este caso el edificio está situado en Caravaca de la Cruz, lo que se corresponde con la zona eólica A. Por tanto, la velocidad básica es 26 m/s y la presión dinámica será:

$$q_b = 0,5 \times 1,25 \text{ kg/m}^3 \times (26 \text{ m/s})^2 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente de exposición (c_e)

El coeficiente de exposición c_e , para alturas sobre el terreno no mayores de 200 m , puede determinarse con la siguiente expresión:

$$c_e = F \times (F + 7 k)$$

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

siendo:

k, L, Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2 (Tabla 1.6) del CTE DB SE-AE.

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	0,19	0,05	2,0
IV	Zona urbana en general, forestal o industrial	0,22	0,3	5,0
V	Centro de negocios de grandes ciudades	0,24	1,0	10,0

Tabla 1.6. Coeficientes para el tipo de entorno

Se adopta como Z la altura de coronación del edificio ya que esta provocará el mayor coeficiente de exposición. En este caso la altura de coronación es de 7 m y los valores de k , L y Z se obtienen de la tabla 1.6.

$$c_e = (0,22 \times \ln(\max \frac{9,4}{0,3})) \times ((0,22 \times \ln(\max \frac{9,4}{0,3})) + 7 \times 0,22) = 1,7413$$

Así, finalmente:

$$q_e(z) = 0,42 \text{ kN/m} \times 1,7413 \times c_p = 0,7313 c_p$$

Coeficiente de presión exterior (c_p)

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

A efectos de cálculo se puede emplear la resultante obtenida en cada plano de fachada o cubierta. Para ello se emplea el anejo D.3 del CTE DB SE-AE pues en él se recoge el valor más pésimo en cada punto debido a varias direcciones del viento.

Los coeficientes eólicos exteriores se determinan mediante la expresión:

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

Se observa que este coeficiente depende de la dirección relativa del viento (h/d), de la forma del edificio y posición del elemento ($\alpha, f, Zona$) y del área de influencia del elemento (A).

Además, destacar que es necesario realizar un estudio por separado de las dos direcciones de actuación del viento sobre la nave y que este afecta de forma distinta a cada uno de los pórticos de la estructura (Figura 1.13)

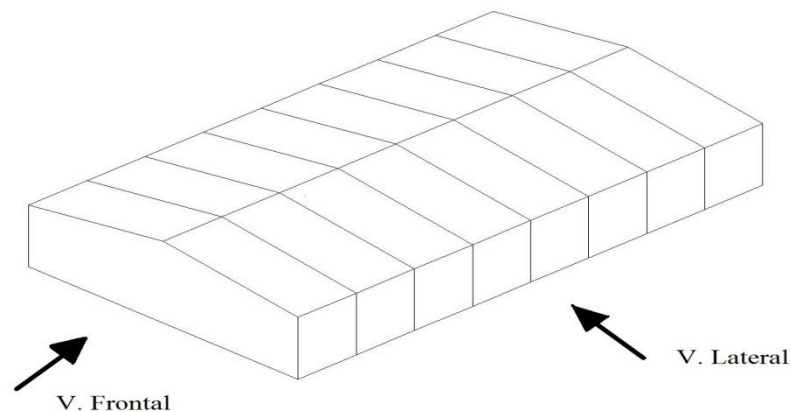


Figura 1.13. Viento Lateral y Viento Frontal

- *Viento lateral*

Paramentos verticales

En primer lugar se determinan los valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales. Para ello se hace uso de la tabla D.1 del CTE DB SE-AE (Tabla 1.7) (Figura 1.14).

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

Tabla 1.7. Coeficientes eólicos en paramentos verticales

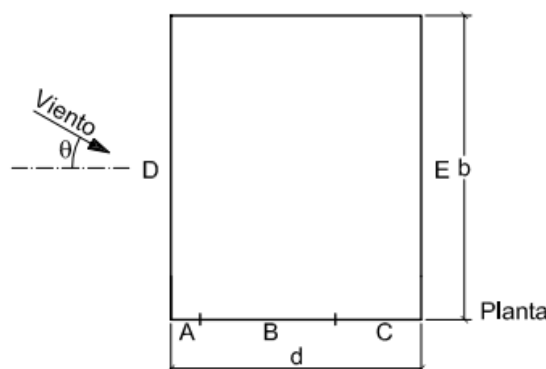


Figura 1.14. Zona coeficientes eólicos (CTE DB SE-AE)

La esbeltez del edificio en el caso del viento lateral es:

$$\frac{h}{d} = \frac{9,4 \text{ m}}{25,5 \text{ m}} = 0,3686$$

Con una esbeltez de 0,3686 es necesario interpolar para obtener los coeficientes eólicos de viento lateral sobre las superficies verticales. Este coeficiente multiplicado por la presión dinámica y el coeficiente de exposición nos proporciona las cargas superficiales del viento (Tabla 1.8).

	A	B	C	D	E
C _{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,711	-0,322
Q _{VL} (kN/m ²)	-0,877	-0,5850	-0,36	0,52	-0,2354
	Fachadas frontales			Fachadas Laterales	

Tabla 1.8. Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral

Para transformar estas cargas superficiales en cargas por metro lineal es necesario multiplicarlas por la distancia en la dirección perpendicular, es decir, por la profundidad. Por ello, es necesario conocer hasta qué punto se extiende cada carga.

La profundidad de las zonas A, B y C en las fachas frontales depende de e , que en el caso de viento lateral vale:

$$e = \min (b, 2 h) = \min (44, 2 \times 9,4) = 18,8 \text{ m}$$

Y las profundidades son:

$$x(A) = \frac{e}{10} = 1,88 \text{ m}$$

$$x(B) = e - \frac{e}{10} = 16,92 \text{ m}$$

$$x(C) = d - e = 6,7 \text{ m}$$

Haciendo un esquema con los valores obtenidos y la posición de los pórticos interiores, se observa que cada uno de los ellos tendrá unos valores de carga distintos en función de su posición (Figura 1.15).

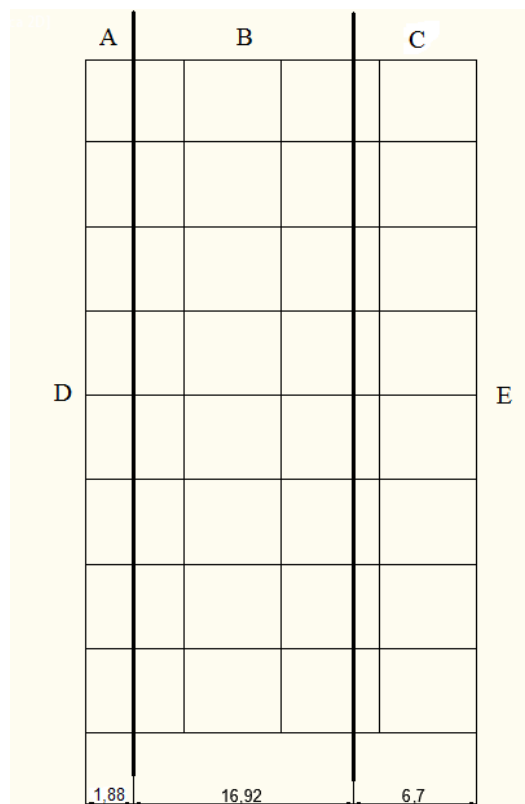


Figura 1.15. Esquema de cargas de viento lateral en pórticos según zonas



Aplicando la carga resultante de cada una de las zonas sobre los distintos pórticos, se obtienen las cargas sobre los pilares. Estos son resumidos en la Tabla 1.9 (signos + implican presión exterior y signos – implican succión exterior).

Pilar	Plano XZ (Plano pórtico)	Plano YX (Plano perpendicular pórtico)
1A y 9A	$2,75 \times 0,52 = 1,43$	$1,88 \times (-0,877) + 1,3075 \times (-0,585) = -2,41$
2A - 8A	$5,5 \times 0,52 = 2,86$	--
2E - 8E	$5,5 \times (-0,2354) = -1,2947$	--
1E y 9E	$2,75 \times (-0,2354) = -0,6473$	$3,1875 \times (-0,36) = -1,1475$
1B y 9B	--	$6,375 \times (-0,58) = -3,69$
1C y 9C	--	$6,375 \times (-0,58) = -3,69$
1D y 9D	--	$3,51 \times (-0,36) + 2,86 \times (-0,585) = -2,93$

Tabla 1.9. Cargas de viento lateral en pilares (kN/m)

Superficie de cubierta

Determinada la carga actuante sobre los pilares, es necesario calcular la carga que llega a las jácenas debido a la acción de este viento. Para ello se debe proceder de nuevo al cálculo de los coeficientes eólicos en una cubierta de 10° de inclinación y, posteriormente, multiplicar este valor por el de la presión dinámica y el coeficiente de exposición. En este caso se hace uso de la tabla D.6 del CTE DB SE-AE (Tabla 1.10).

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

Tabla 1.10. Coeficientes eólicos de viento lateral en cubierta

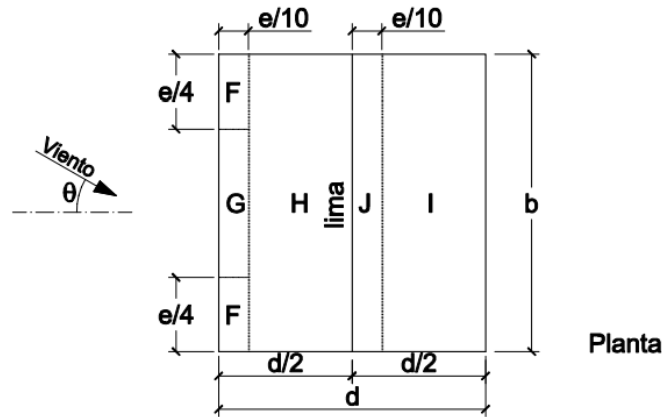


Figura 1.16. Zona coeficientes eólicos (CTE DB SE-AE)

Se observa que cuando se habla de la cubierta aparecen dos modos de actuación, de presión y de succión, que genera dos casos de viento lateral. Además, es necesario interpolar ya que la cubierta de la nave tiene una inclinación de 10° , comprendida entre 5° y 15° (Tabla 1.11).

	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1,3	-1	-0,45	-0,5	-0,2
Q_{VL} (kN/m ²)	-0,95	-0,73	-0,3290	-0,3656	0,146
C_{pe}	0,1	0,1	0,1	-0,3	-0,3
Q_{VL} (kN/m ²)	0,073	0,073	0,073	-0,219	-0,219

Tabla 1.11. Coeficientes eólicos y cargas viento lateral en cubierta

El parámetro e que limita las zonas de cubierta vale:

$$e = \min(b, 2h) = \min(44, 18,88) = 18,88 \text{ m}$$

Y las profundidades de cada uno de estos tramos son:

$$x(FG) = x(J) = \frac{e}{10} = 1,88 \text{ m}$$

$$x(H) = \frac{d}{2} - \frac{e}{10} = 10,87 \text{ m}$$

$$x(F) = \frac{e}{4} = 4,7 \text{ m}$$

$$x(G) = b - \frac{e}{2} = 34,6 \text{ m}$$

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 carga distintos en función de su posición. Esto hay que compatibilizarlo 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 1.17).

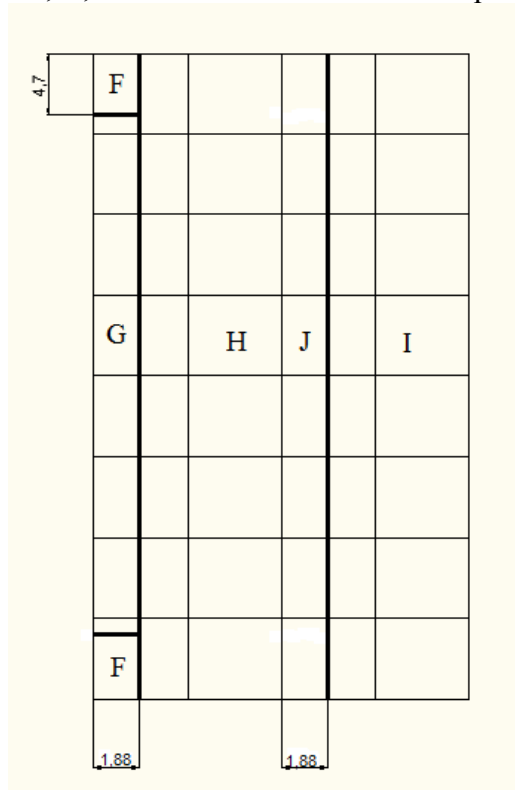


Figura 1.17. Esquema de cargas de viento lateral en cubierta según zonas

Aplicando esta carga resultante sobre los correspondientes pórticos, se obtienen las cargas sobre las jácenas. Estas quedan resumidas en la Tabla 1.12 (signos + implican presión exterior y signos – implican succión exterior).

Jácena	Plano XZ (Plano pórtico)	Plano YZ (Plano perpendicular pórtico)
Succión		
1 y 9 AC	-2,5997	$2,75 \times (-0,3290) = -0,9047$
2 y 8 AC	$(-2,44 - 2,75) \times 0,73 = 2,86$	-1,8095
3 a 7 AC	$5,5 \times (-0,73) = -4,015$	-1,8095
1 y 9 CE	$2,75 \times (-0,146) = -0,4015$	$2,75 \times (-0,3656) = -1,0054$
2 a 8 CE	$2,75 \times (-0,146) = -0,4015$	-2,0108
Presión		
1 y 9 AC	$2,75 \times 0,073 = 0,20$	$2,75 \times 0,073 = 0,20$
2 y 8 AC	$5,5 \times 0,073 = 0,4015$	$5,5 \times 0,073 = 0,4015$
3 a 7 AC	$5,5 \times 0,073 = 0,4015$	$5,5 \times 0,073 = 0,4015$
1 y 9 CE	$2,75 \times (-0,219) = -0,60$	$2,75 \times (-0,219) = -0,60$
2 a 8 CE	$5,5 \times (-0,219) = -1,20$	$5,5 \times (-0,219) = -1,20$

Tabla 1.12. Cargas de viento lateral en jácenas (kN/m)

Para calcular los valores de carga de viento lateral en las jácenas 1AC, 2AC, 8AC y 9AC ha sido necesario plantear la distribución de cargas en las correas de ese tramo ya que estas se llevan parte de la carga de la zona F y parte de la zona G. Esta distribución de cargas se representa en la Figura 1.18.

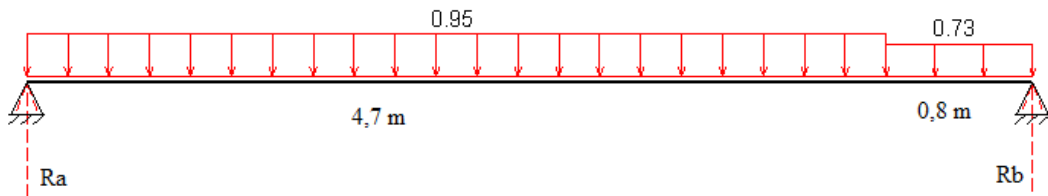


Figura 1.18. Cargas extremas en corre entre pórticos 1-2 y 8-9 (MEFI)

Planteando el equilibrio de momentos y de fuerzas verticales, se calcula el valor de las reacciones en los apoyos:

$$R_a = 2,5997 \text{ kN}$$

$$R_b = 2,4492 \text{ kN}$$

Estados de carga en pórticos interiores

En las siguientes imágenes se muestran de forma gráfica los distintos estados de carga para los pórticos interiores, que se han obtenido combinando los valores obtenidos en las tablas 1.12 y 1.9 y unificando aquellos casos en los que se obtienen valores similares.

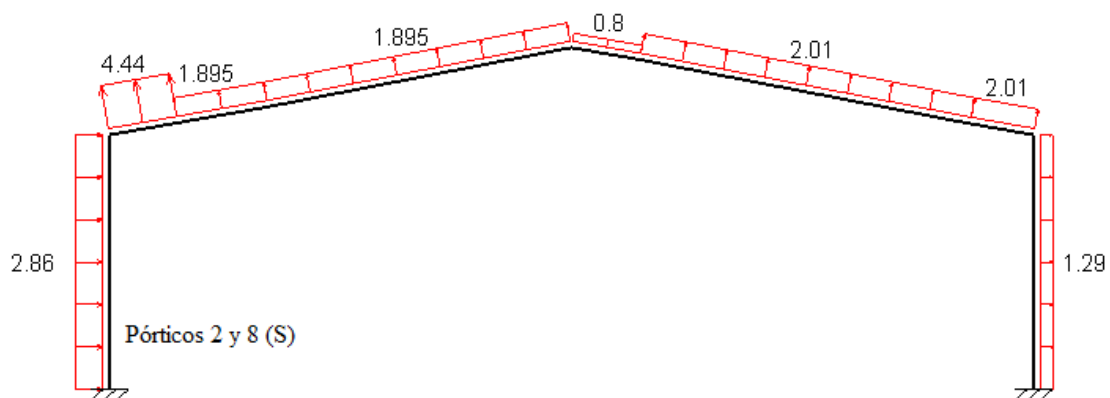


Figura 1.19. Carga viento lateral 1 (MEFI)

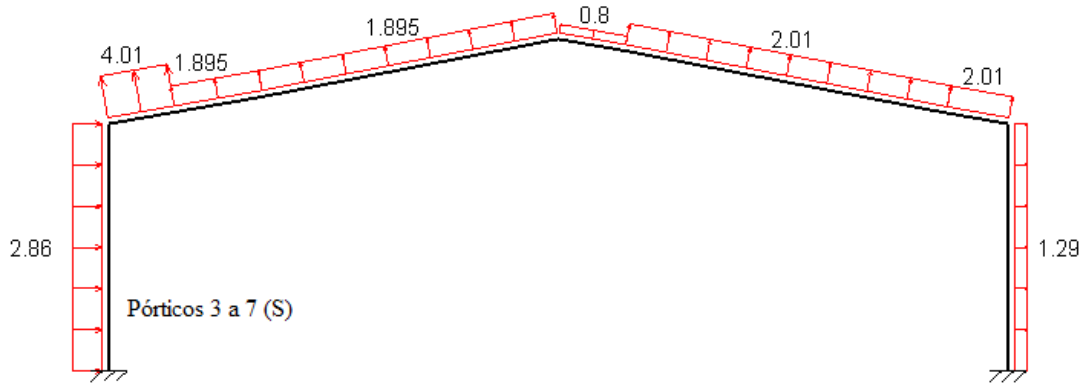


Figura 1.20. Carga viento lateral 2 (MEFI)

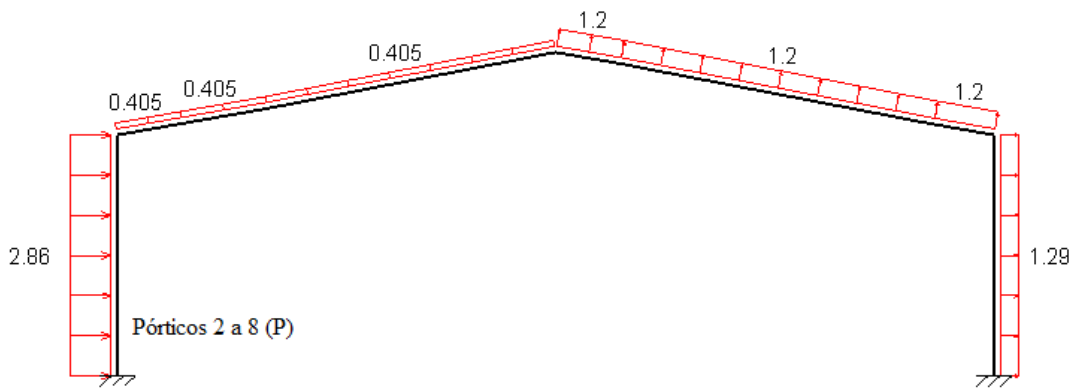


Figura 1.21. Carga viento lateral 3 (MEFI)

Estados de carga en pórticos de fachada

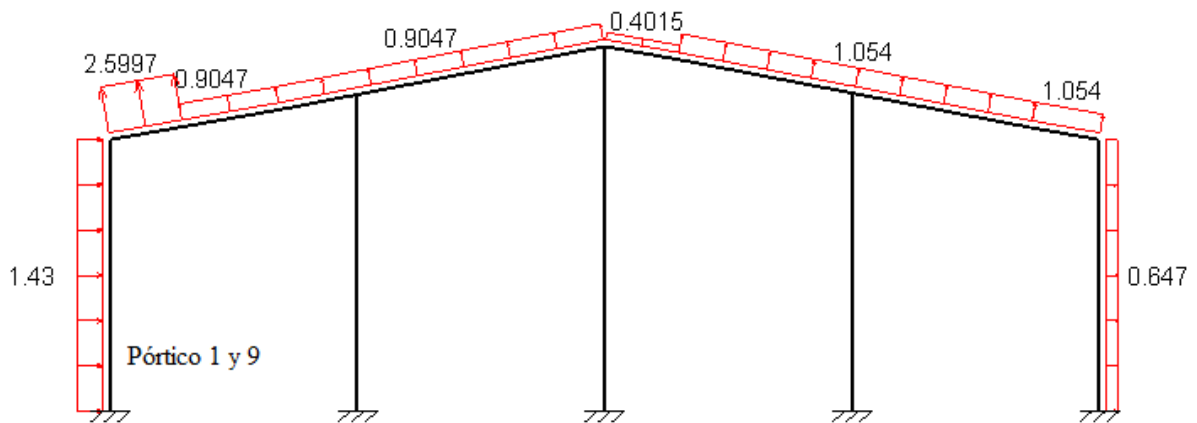


Figura 1.22. Carga viento lateral de succión (XZ) (MEFI)

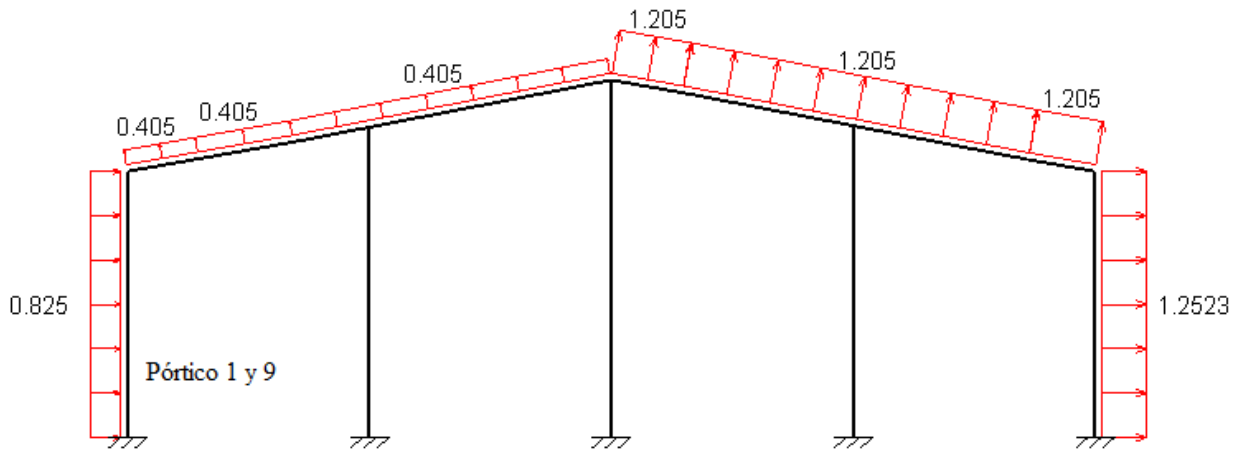


Figura 1.23. Carga viento lateral de presión (XZ) (MEFI)

○ *Viento frontal*

Determinadas las cargas del viento lateral, se procede a realizar el cálculo de las cargas que genera el viento en el plano ortogonal.

Paramentos verticales

En primer lugar, mediante el uso de la tabla D.1 del CTE DB SE-AE (Tabla 1.13), se determinan los valores de los coeficientes eólicos para los cerramientos verticales.

A (m ²)	h/d	Zona (según figura) $-45^\circ < \phi < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,5
	$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Tabla 1.13. Coeficientes eólicos en paramentos verticales

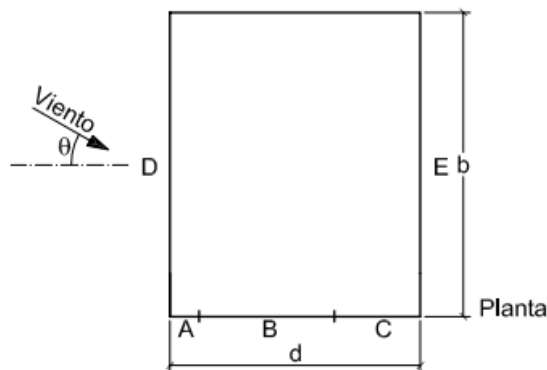


Figura 1.24. Zona coeficientes eólicos (CTE DB SE-AE)



Para el viento lateral, la esbeltez es:

$$\frac{h}{d} = \frac{9,4 \text{ m}}{44 \text{ m}} = 0,2136$$

Con una esbeltez de 0,21, menor que 0,25, los coeficientes eólicos sobre todas las superficies verticales se pueden obtener de manera directa. Este coeficiente multiplicado por la presión dinámica y por el coeficiente de exposición, nos proporciona las cargas superficiales del viento (Tabla 1.14).

	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,711	-0,322
$Q_{VL} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	-0,877	-0,5850	-0,36	0,52	-0,2354
	Fachadas frontales			Fachadas Laterales	

Tabla 1.14. Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral

Para convertir estas cargas superficiales en cargas por metro lineal las multiplicamos por la distancia en la dirección perpendicular.

La profundidad de las zonas A, B y C en las fachas frontales depende de e, que en el caso de viento lateral toma el valor de:

$$e = \min (b, 2 h) = \min (44, 2 \times 9,4) = 18,8 \text{ m}$$

Siendo las profundidades:

$$x(A) = \frac{e}{10} = 1,88 \text{ m}$$

$$x(B) = e - \frac{e}{10} = 16,92 \text{ m}$$

$$x(C) = d - e = 25,2 \text{ m}$$

Se realiza un esquema con los valores obtenidos y la posición de los pórticos interiores, observando que cada uno de los pórticos y barras tendrán valores de carga distintos en función de su posición (Figura 1.25).

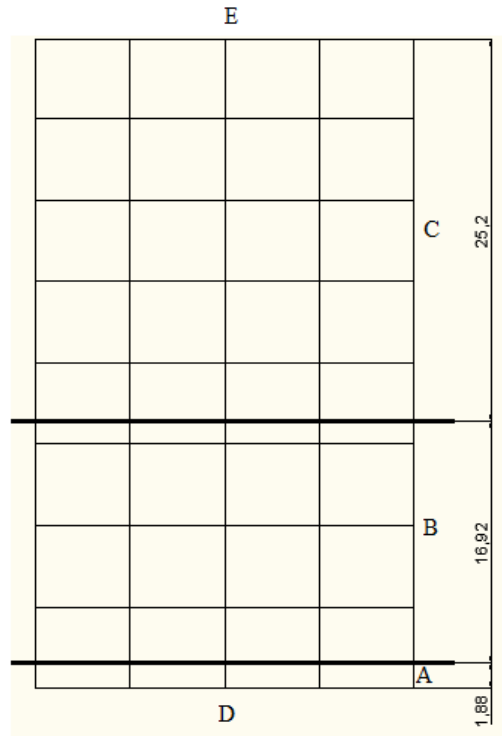


Figura 1.25. Esquema de cargas en pórticos de viento frontal según zonas

Aplicando la carga resultante en cada zona de las fachadas sobre los pórticos, se obtienen las cargas sobre todos los pilares (Tabla 1.15) (signos + implican presión exterior y signos – implican succión exterior).

Pilar	Plano XZ (Plano pórtico)	Plano YZ (Plano perpendicular pórtico)
1A y 1E	$1,88 \times (-0,877) + 0,87 \times (-0,585)$ $= -2,15$	$3,1875 \times (-0,512) = -1,63$
1B, 1D y 1C	--	3,27
2A y 3A - 2E y 3E	$5,5 \times (-0,5850) = -3,2175$	--
4A y 4E	$4,8 \times (-0,5850) + 0,45 \times (-0,36)$ $= -2,97$	--
5A y 8A - 5E y 8E	$5,5 \times (-0,36) = -1,98$	--
9A y 9E	$2,75 \times (-0,36) = -0,99$	-0,6993
9B, 9C y 9D	--	-1,3986

Tabla 1.15. Cargas de viento lateral en pilares (kN/m)

Superficie de cubierta

Una vez determinada las cargas de viento en los paramentos verticales, se calcular la carga sobre las jácenas. Para ello se calculan los coeficientes eólicos en las distintas zonas de la cubierta (10° de inclinación).

Para este cálculo se hace uso de la tabla D.6 del CTE DB SE-AE (Tabla 1.16).

Pendiente de la cubierta α	A(m ²)	Zona (Según figura)			
		F	G	H	I
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2	-1,2	-0,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2	-2	-1,2	-0,5

Tabla 1.16. Coeficientes eólicos de viento lateral en cubierta

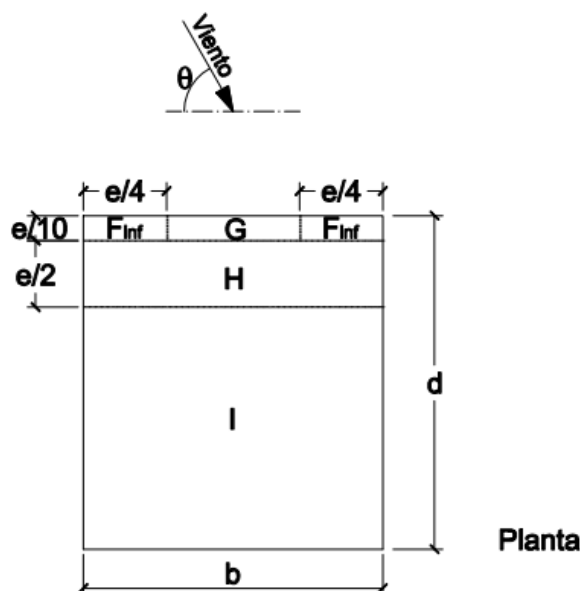


Figura 1.26. Zona coeficientes eólicos (CTE DB SE-AE)

En este caso únicamente existe un modo de viento sobre la cubierta, bastando con interpolar para el ángulo de inclinación de nuestra cubierta. Este coeficiente multiplicado por la presión dinámica y el coeficiente de exposición nos proporciona las cargas superficiales del viento (Tabla 1.17).

	F	G	H	I
C_{pe}	-1,45	-1,3	-0,65	-0,55
Q_{VL} (kN/m ²)	-1,06	-0,9506	-0,47	-0,4022

Tabla 1.17. Coeficientes eólicos y cargas viento lateral en cubierta

El parámetro e que limita las distintas zonas de la cubierta vale:

$$e = \min(b, 2h) = \min(44, 18,88) = 18,88 \text{ m}$$

Y las profundidades de cada una de estas zonas son:

$$x(FG) = \frac{e}{10} = 1,88 \text{ m}$$

$$x(H) = \frac{e}{2} = 9,4 \text{ m}$$

$$x(F) = d - \frac{e}{10} - \frac{e}{2} = 32,72 \text{ m}$$

$$x(G) = \frac{e}{4} = 4,7 \text{ m}$$

$$x(G) = b - 2 \times \frac{e}{4} = 16,1 \text{ m}$$

Como en los casos anteriores, se diseña un esquema con los valores obtenidos y la posición de los pórticos interiores, observando que cada uno de ellos tendrá valores de carga distintos en función de su posición (Figura 1.27).

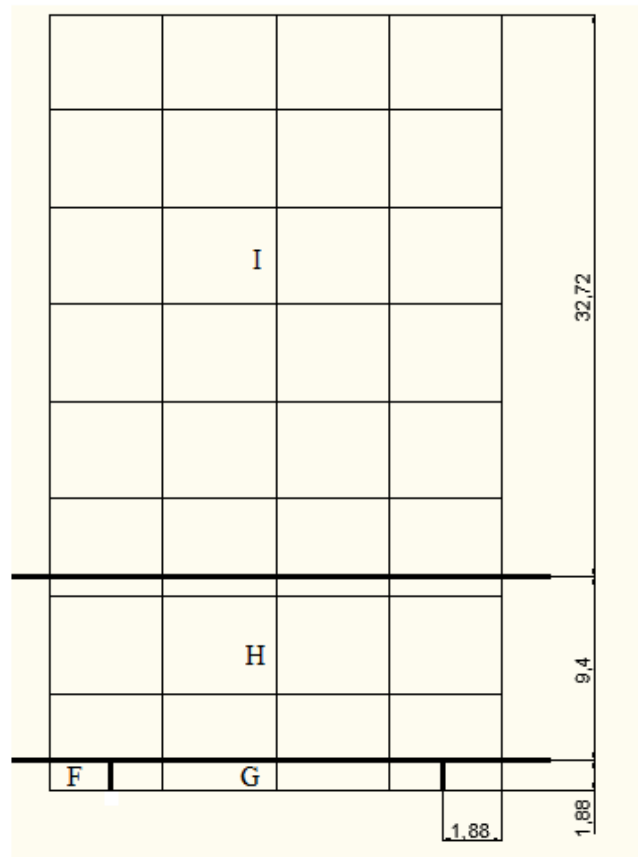


Figura 1.27. Esquema de cargas de viento frontal en cubierta según zonas

Aplicando la carga resultante de cada zona de cubierta sobre los pórticos, se obtienen las cargas sobre las jácenas. Estas se resumen en la Tabla 1.18 (signos + implican presión exterior y signos – implican succión exterior).

Jácena	Tramo 1	Tramo 2
1 AC y 2 CE	-2,23	-1,49
2 AC y 2 CE	-2,04	-1,44
3 AC y 3 CE	$(2,75 + 0,28) \times (-0,73) + 2,47 \times (-0,422) = -2,41$	
2 a 8 AC y CE	$5,5 \times (-0,422) = -2,21$	
9 AC y CE	$2,75 \times (-0,422) = -1,10$	

Tabla 1.18. Cargas de viento frontal en jácenas (kN/m)

Para calcular los valores de carga de viento lateral en las jácenas 1AC, 2AC, 8AC y 9AC ha sido necesario plantear la distribución de cargas en los dos tramos de las correas ya que estas se llevan parte de la carga de la zona F, G y H (Figura 1.28).

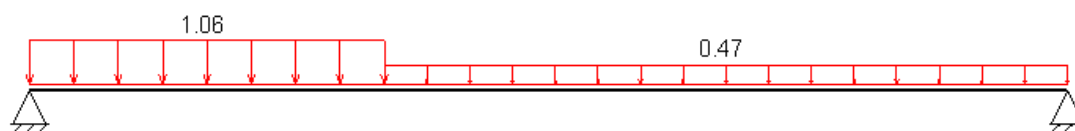


Figura 1.28. Cargas extremas en corre entre pórticos 1-2 y 8-9 en el tramo 1 (MEFI)

Así, planteando el equilibrio de momentos y de fuerzas verticales, se calcula el valor de las reacciones en los apoyos:

$$R_a = -2,23 \text{ kN}$$

$$R_b = -1,49 \text{ kN}$$

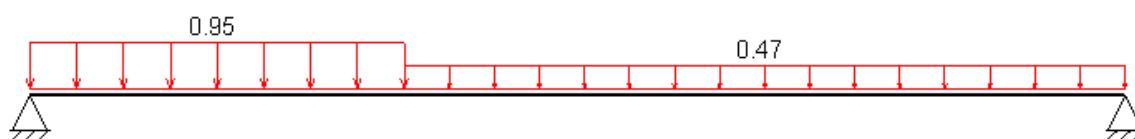


Figura 1.29. Cargas extremas en corre entre pórticos 1-2 y 8-9 en el tramo 2 (MEFI)

Planteando nuevamente el equilibrio de momentos y de fuerzas verticales, se calcula el valor de las reacciones en los apoyos:

$$R_a = -2,04 \text{ kN}$$

$$R_b = -1,44 \text{ kN}$$

Estados de carga en pórticos interiores

A continuación se muestra de forma gráfica los distintos estados de carga para los pórticos interiores. Estos se han obtenido combinando los valores obtenidos en las tablas 1.15 y 1.18 y unificando aquellos casos en los que se obtienen valores similares.

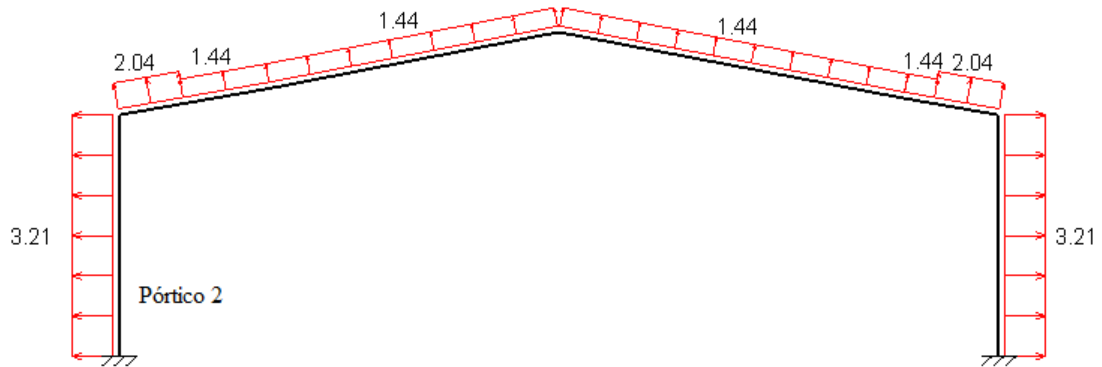


Figura 1.30. Carga viento frontal 4 (MEFI)

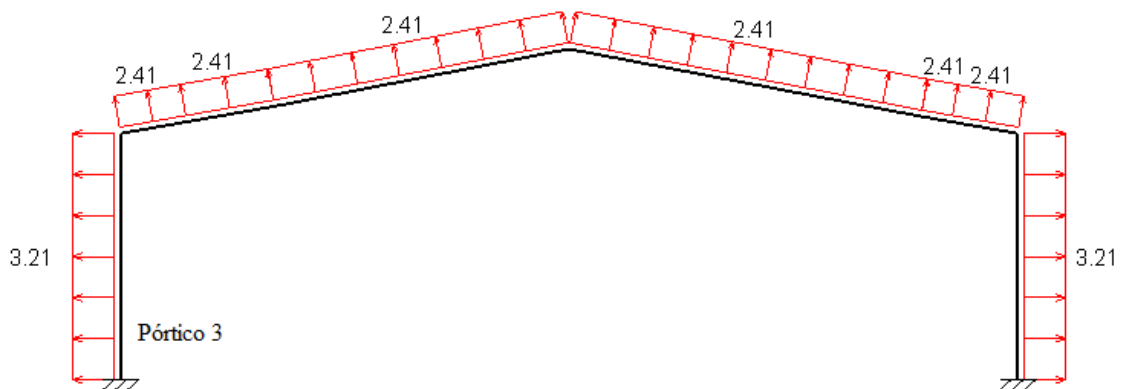


Figura 1.31. Carga viento frontal 5 (MEFI)

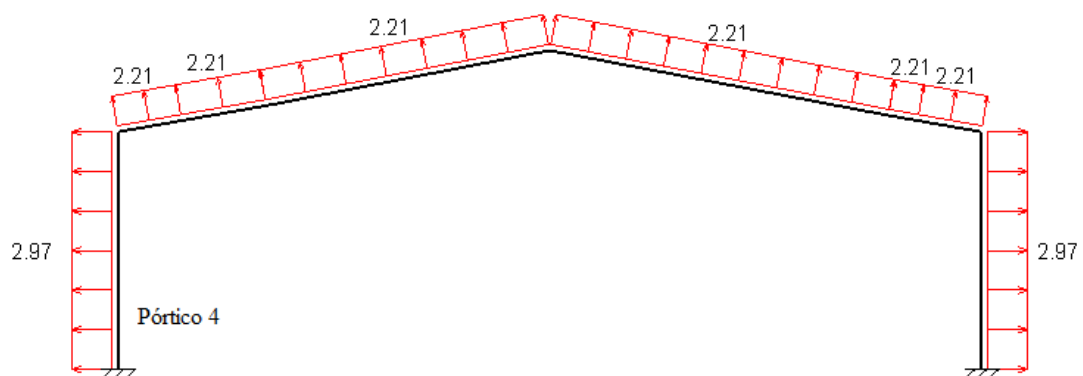


Figura 1.32. Carga viento frontal 6 (MEFI)

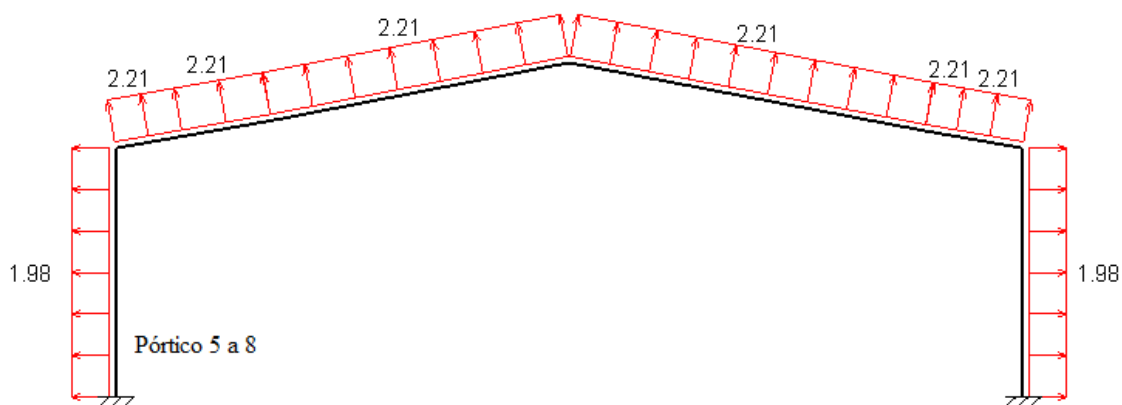


Figura 1.33. Carga viento frontal 7 (MEFI)

Estados de carga en pórticos de fachada

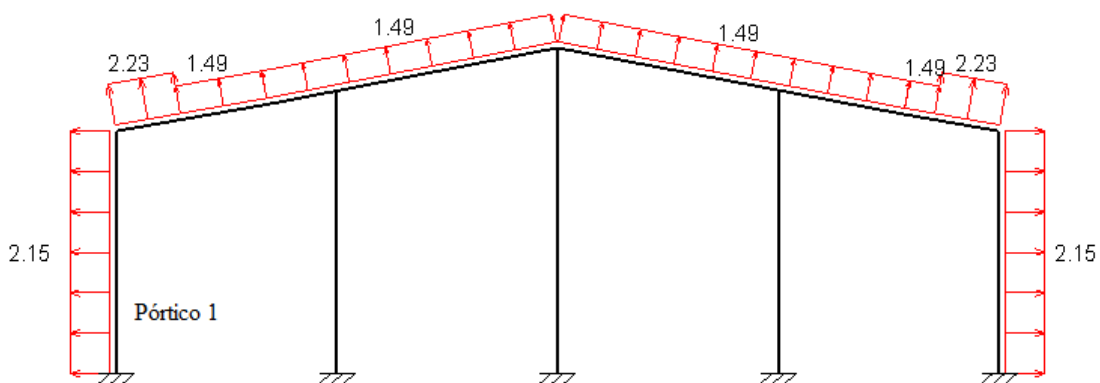


Figura 1.34. Carga viento frontal (XZ) (MEFI)

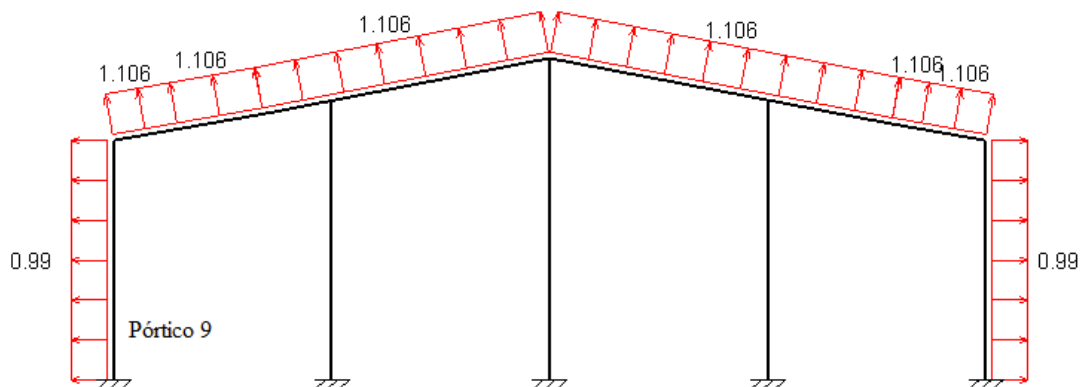


Figura 1.35. Carga viento frontal (XZ) (MEFI)

o *Viento interior*

La acción del viento interior puede considerarse como una:

- Acción persistente
- Acción extraordinaria

Anteriormente se ha indicado que la acción del viento puede expresarse del siguiente modo:

$$q_e(z) = q_b \times c_e(z) \times c_p$$

siendo:

q_b la presión dinámica del viento.

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

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

Para ambos vientos el valor de q_b es $0,42 \text{ kN/m}^2$, calculado anteriormente. Sin embargo, el coeficiente de exposición (c_e) sí que varía por lo que se debe determinar nuevamente:

$$c_e = F \times (F + 7 k)$$

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

siendo:

k, L, Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2 (Tabla 1.19) del CTE DB SE-AE.

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	0,19	0,05	2,0
IV	Zona urbana en general, forestal o industrial	0,22	0,3	5,0
V	Centro de negocios de grandes ciudades	0,24	1,0	10,0

Tabla 1.19. Coeficientes para el tipo de entorno



Para determinar el valor de Z se estima la existencia de hueco frontal de altura total 5 m. Se adopta como Z esta altura y como z su punto medio, es decir, 2,5 m. Por su parte, los valores de k , L y Z se obtienen de la tabla 1.19.

$$c_e = (0,22 \times \ln(\max \frac{5}{0,3})) \times ((0,22 \times \ln(\max \frac{5}{0,3})) + 7 \times 0,22) = 1,336$$

Finalmente:

$$q_e(z) = 0,42 \text{ kN/m} \times 1,336 \times c_p = 0,5613 c_p$$

Situación persistente

Para el cálculo del viento interior en situación persistente se deben considerar los coeficientes eólicos de la tabla 3.6 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.

Por tanto, las acciones de viento interior de succión (VIS) y de presión (VIP) son:

$$\text{VIS} = 0,5613 \times (-0,3) = -0,1683 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{VIP} = 0,5613 \times (0,2) = 0,1123 \text{ kN/m}^2$$

Estas cargas se transmiten tanto a los pórticos interiores como al de fachada y en el plano del pórtico (XZ) valen:

$$q_{\text{VIS,int}} = -0,1683 \text{ kN/m}^2 \times 5,5 \text{ m} = -0,92565 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{VIS,ext}} = -0,1683 \text{ kN/m}^2 \times \frac{5,5}{2} \text{ m} = -0,4628 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{VIP,int}} = 0,11 \text{ kN/m}^2 \times 5,5 \text{ m} = 0,605 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{VIP,ext}} = 0,11 \text{ kN/m}^2 \times \frac{5,5}{2} \text{ m} = 0,3025 \text{ kN/m}$$

Por otro lado, las cargas en el plano perpendicular (YZ) son:

$$q_{VIS,int} = -0.1683 \text{ kN/m}^2 \times 6,375 \text{ m} = -1,0729 \text{ kN/m}$$

$$q_{VIS,ext} = -0.1683 \text{ kN/m}^2 \times \frac{6,375}{2} \text{ m} = -0,5364 \text{ kN/m}$$

$$q_{VIP,int} = 0.11 \text{ kN/m}^2 \times 6,375 \text{ m} = 0,70125 \text{ kN/m}$$

$$q_{VIP,ext} = 0.11 \text{ kN/m}^2 \times \frac{6,375}{2} \text{ m} = 0,3506 \text{ kN/m}$$

A continuación se proporciona una representación gráfica de las cargas del viento interior de presión y de succión en los pórticos interiores y de fachada.

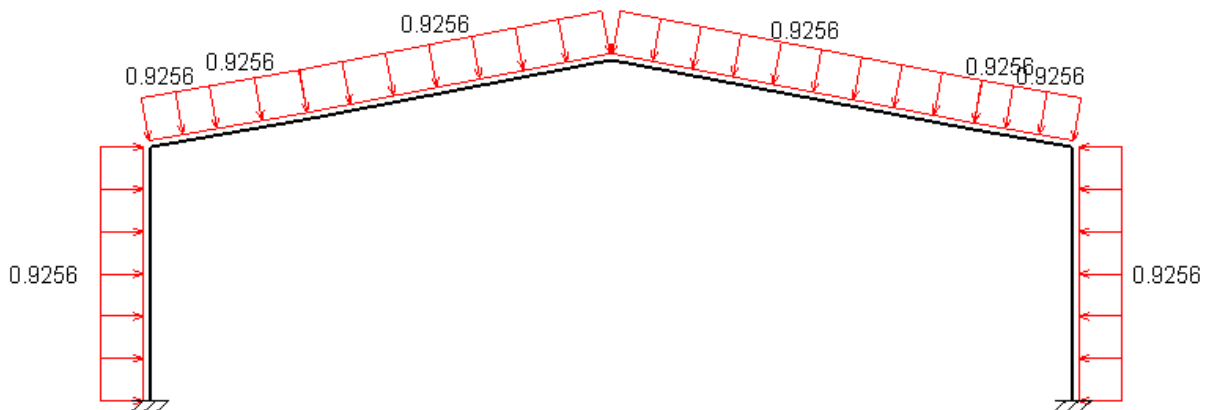


Figura 1.36. Carga viento interior de presión en pórticos 2-8 (XZ) (MEFI)

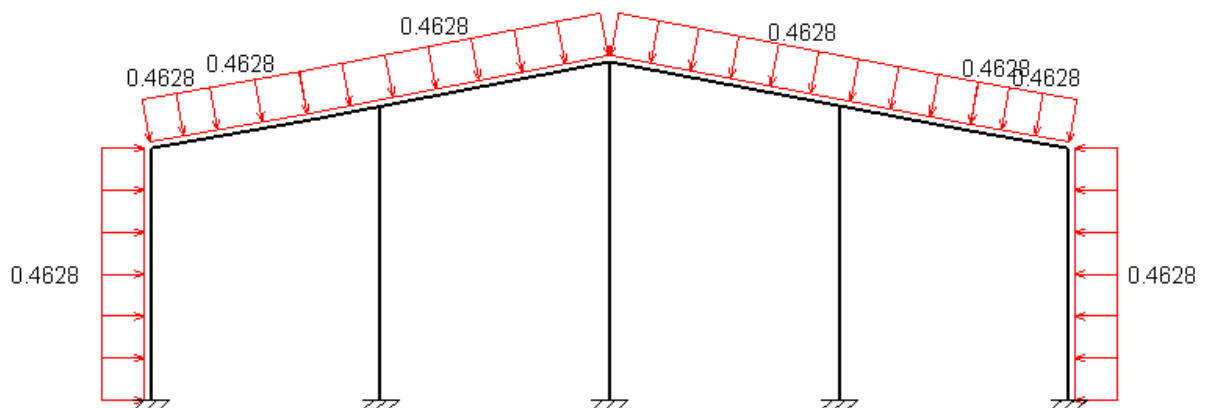


Figura 1.37. Carga viento interior de presión en pórticos 1 y 9 (XZ)

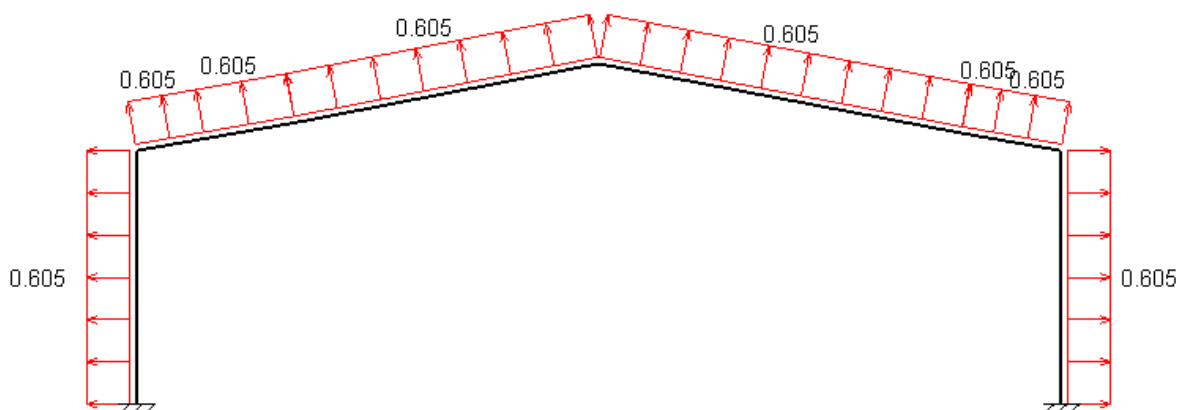


Figura 1.38. Carga viento interior de succión en pórticos 2-8 (XZ) (MEFI)

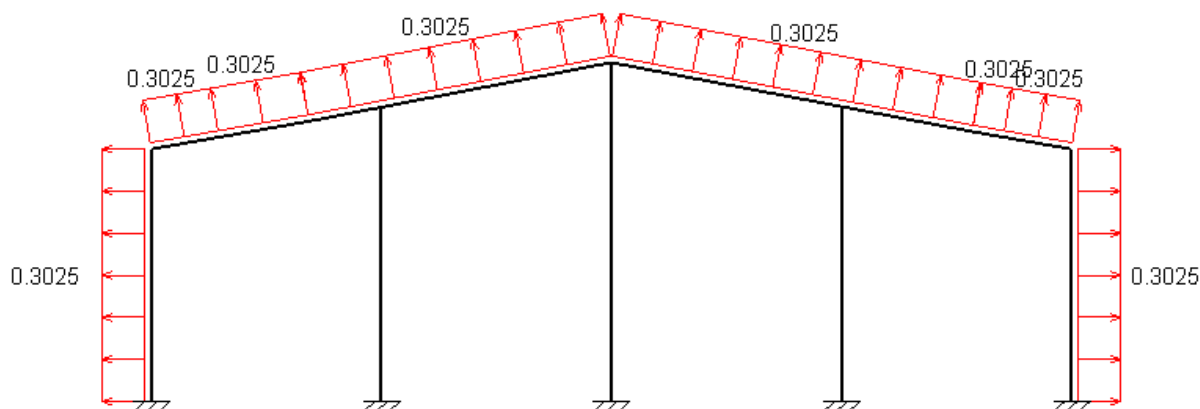


Figura 1.39. Carga viento interior de succión en pórticos 1 y 9 (XZ) (MEFI)

Situación accidental

Para el cálculo del viento interior en situación accidental también se consideran los coeficientes eólicos de la tabla 3.6 del CTE DB SE-AE.

En esta ocasión se propone utilizar un coeficiente de presión interior $c_{pi} = +0,7$ y un coeficiente de succión interior $c_{pi} = -0,5$ ya que la configuración de huecos es indeterminada, así como sus aperturas y cierres. Ambos coeficientes representan la situación más desfavorable.

Por tanto, las acciones de viento interior de succión (VIS) y de presión (VIP) son:

$$VIS_{ac} = 0,5613 \times (-0,5) = -0,2807 \text{ kN/m}^2$$

$$VIP_{ac} = 0,5613 \times (0,7) = 0,393 \text{ kN/m}^2$$

Estas cargas en el plano del pórtico (XZ) toman los siguientes valores para los pórticos interiores y de fachada:

$$q_{VIS,int} = -0,2807 \text{ kN/m}^2 \times 5,5 \text{ m} = -1,5438 \text{ kN/m}$$

$$q_{VIS,ext} = -0,2807 \text{ kN/m}^2 \times \frac{5,5}{2} \text{ m} = -0,7719 \text{ kN/m}$$

$$q_{VIP,int} = 0,393 \text{ kN/m}^2 \times 5,5 \text{ m} = 2,1615 \text{ kN/m}$$

$$q_{VIP,ext} = 0,393 \text{ kN/m}^2 \times \frac{5,5}{2} \text{ m} = 1,08 \text{ kN/m}$$

Las cargas en el plano perpendicular (YZ) son:

$$q_{VIS,int} = -0,2807 \text{ kN/m}^2 \times 6,375 \text{ m} = -1,7894 \text{ kN/m}$$

$$q_{VIS,ext} = -0,2807 \text{ kN/m}^2 \times \frac{6,375}{2} \text{ m} = -0,8947 \text{ kN/m}$$

$$q_{VIP,int} = 0,393 \text{ kN/m}^2 \times 6,375 \text{ m} = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$q_{VIP,ext} = 0,393 \text{ kN/m}^2 \times \frac{6,375}{2} \text{ m} = 1,25 \text{ kN/m}$$

Seguidamente se aporta una representación gráfica de las cargas del viento interior de presión y de succión para una situación accidental.

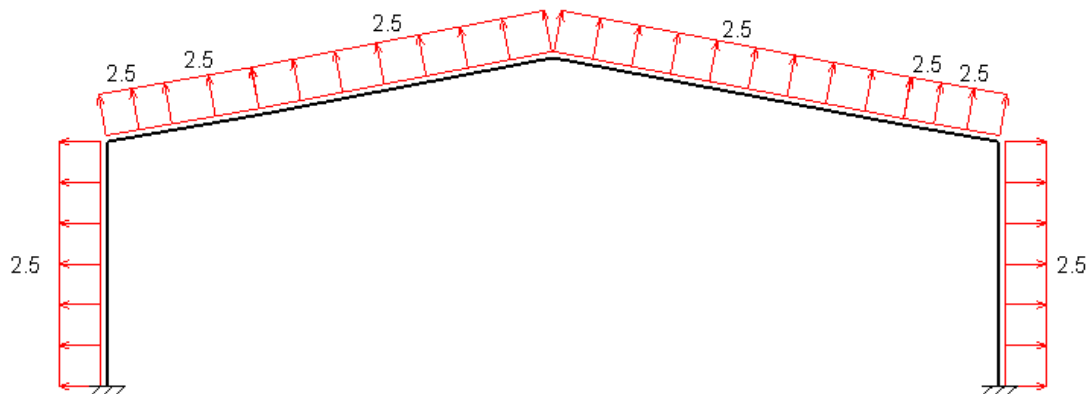


Figura 1.40. Carga viento interior de presión en pórticos 2-8 (XZ) (MEFI)

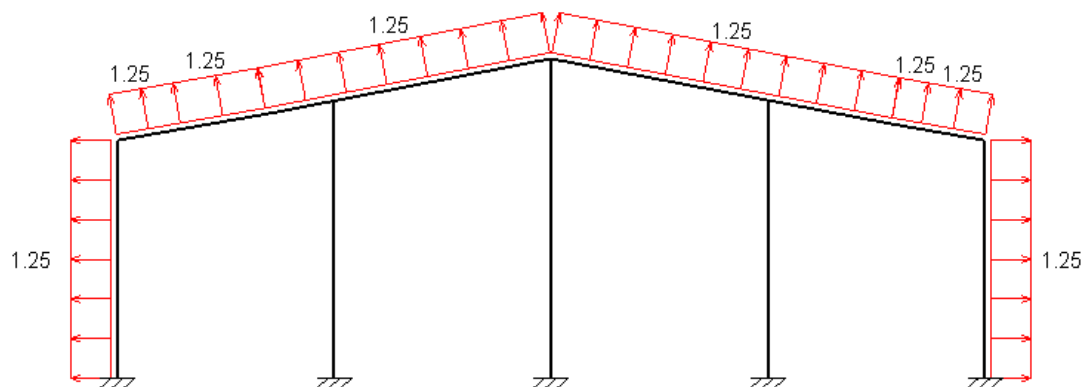


Figura 1.41. Carga viento interior de presión en pórticos 1 y 9 (XZ) (MEFI)

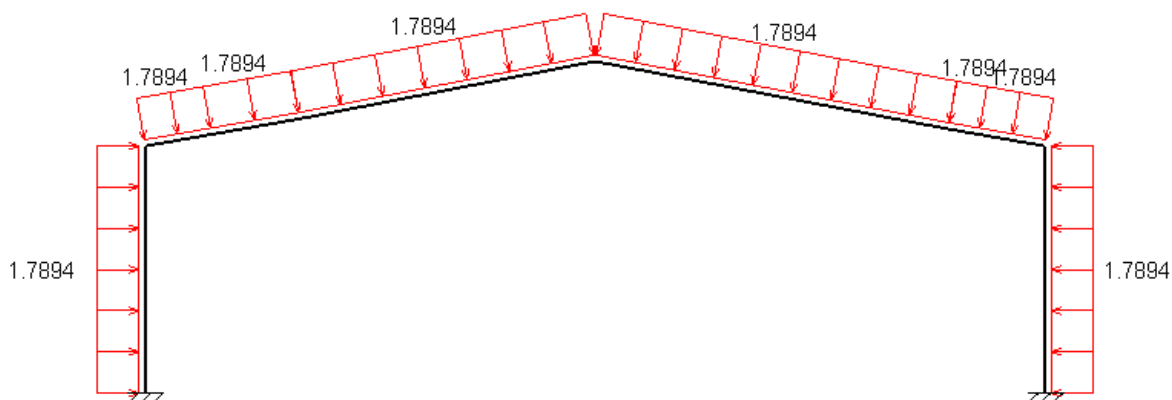


Figura 1.42. Carga viento interior de succión en pórticos 2-8 (XZ) (MEFI)

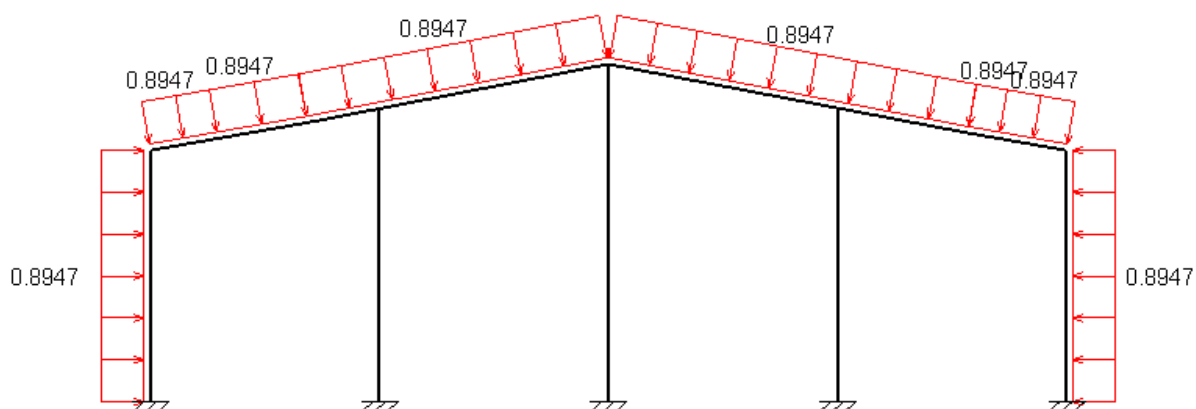


Figura 1. 43. Carga viento interior de succión en pórticos 1 y 9 (XZ) (MEFI)

- **Acciones térmicas (T)**

Hay que considerar lo establecido en el CTE DB SE-AE 3.4 en lo relativo a las acciones térmicas. Así, los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura del 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.

La disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de estas variaciones de 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 del edificio que se está calculando, la mayor dimensión (profundidad) es de 44 metros, por tanto será necesario incluir una junta de dilatación adicional. Esta junta se realiza duplicando alguno de los pórticos interiores de la nave. Además, se acuerda la colocación de juntas de dilatación elastoméricas entre las cimentaciones solapadas del pórtico doble para evitar problemas por dilatación del hormigón.

- **Nieve (N)**

El cálculo de la acción debida a la nieve se calcula según lo establecido en el CTE DB SE-AE y en el anejo E de la misma norma.

Como valor característico de la nieve se toma:

$$q_{k,n} = \mu s_k$$

Donde:

μ es el coeficiente de forma de la cubierta

s_k es el valor característico de la nieve

El valor característico de la nieve sobre un terreno horizontal se determina a través de la tabla 3.8 (Figura 1.44) del CTE DB SE-AE. El presente proyecto se ubica en Carava de la Cruz, perteneciente a la Región de Murcia, a la que le corresponde un s_k de 0,2 kN/m².

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

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	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	0	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 1.44. Tabla 3.8 CTE DB SE-AE

En cuanto al coeficiente de forma, según el CTE DB SE-AE.3.5.3, para una cubierta de 10° de inclinación, este toma un valor de 1. Por lo tanto:

$$q_{k,n} = 1 \times 0,2 \text{ kN/m}^2 = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente, las cargas sobre los pórticos interiores y de fachada son:

$$Q_{N,int} = 0,2 \text{ kN/m}^2 \times 5,5 \text{ m} = 1,1 \text{ kN/m}$$

$$Q_{N,ext} = 0,2 \text{ kN/m}^2 \times \frac{5,5}{2} \text{ m} = 0,55 \text{ kN/m}$$

Y la representación gráfica de las mismas es la siguiente:

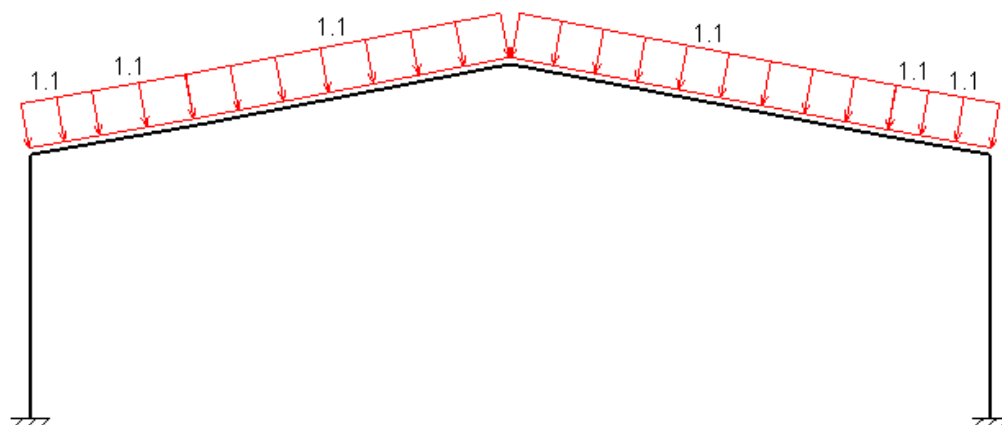


Figura 1.45. Carga de nieve en pórticos interiores (MEFI)

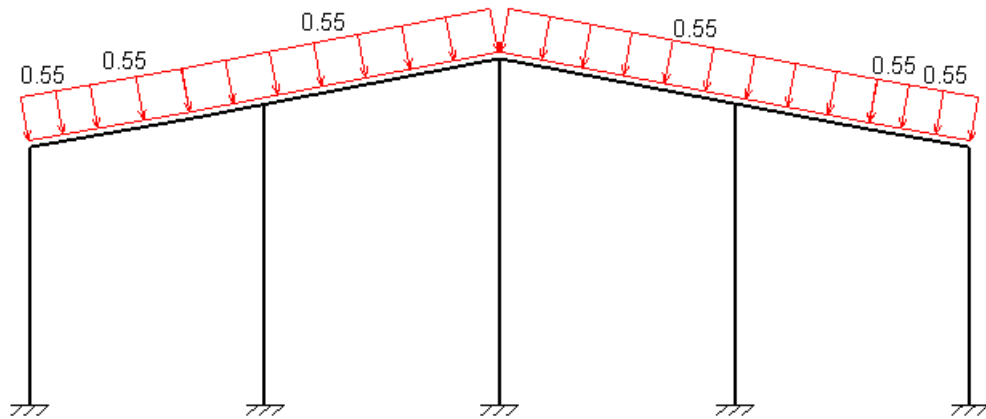


Figura 1.46. Carga de nieve en pórticos de fachada (MEFI)

1.5.3 Acciones permanentes

- **Sismo**

Para la determinación de las acciones sísmicas se recurre a la norma NCSE-02: Norma de corrección sismorresistente.

Este edificio es de importancia normal y, por encontrarse situado en Caravaca de la Cruz, la norma, en su anexo 1, le asigna una aceleración básica $a_b = 0,07 \text{ g}$.

Por otro lado, la norma NCSE-02 excluye de la aplicación de la misma a las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones, siempre y cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a $0,08 \text{ g}$.

- **Fuego**

Al tratarse de una nave industrial sin uso específico, no se realizará el cálculo de la acción de incendio.

Sin embargo, cabe destacar que, el efecto de la acción del fuego está definida en el CTE DB-SI.

- **Impacto**

Las acciones que genera un impacto sobre un edificio dependen de la masa, geometría y velocidad del cuerpo impactante, así como de la capacidad de deformación y de amortiguamiento tanto del cuerpo como del elemento contra el que impacta.

Por tanto, los elementos resistentes que puedan verse afectados por un impacto deben dimensionarse teniendo en cuenta las acciones debidas al mismo con el fin de asegurar la seguridad estructural.

En el CTE DB SE-AE 4.3 se establece que en zonas en las que se prevea la circulación de carretillas elevadoras, el valor de cálculo A_d de la fuerza estática equivalente será igual a cinco veces el peso máximo autorizado de la carretilla. Esta se aplica sobre una superficie rectangular de 0,4 m de altura y una anchura de 1,5 m y también afirma que, en ausencia de información, se supone una altura de impacto de 0,75 m por encima del nivel de rodadura.

En este caso, puesto que la nave no está destinada al almacenamiento de maquinaria de gran tamaño, la carretilla seleccionada tiene un peso de 31 kN y es capaz de transportar otros 15 kN. Por tanto, el peso máximo autorizado es:

$$\text{PMA} = \text{Peso de la carretilla} + \text{Capacidad de carga} = 31 \text{ kN} + 15 \text{ kN} = 46 \text{ kN}$$

Así, la carga a considerar para esta acción accidental (A_d) es:

$$A_d = 5 \times \text{PMA} = 5 \times 46 \text{ kN} = 230 \text{ kN}$$

Y la representación de esta acción es:

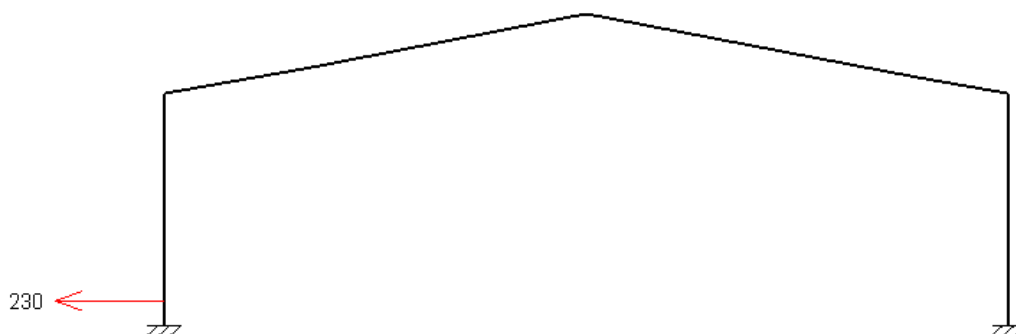


Figura 1.47. Acción de impacto 1 sobre pórticos interiores (MEFI)

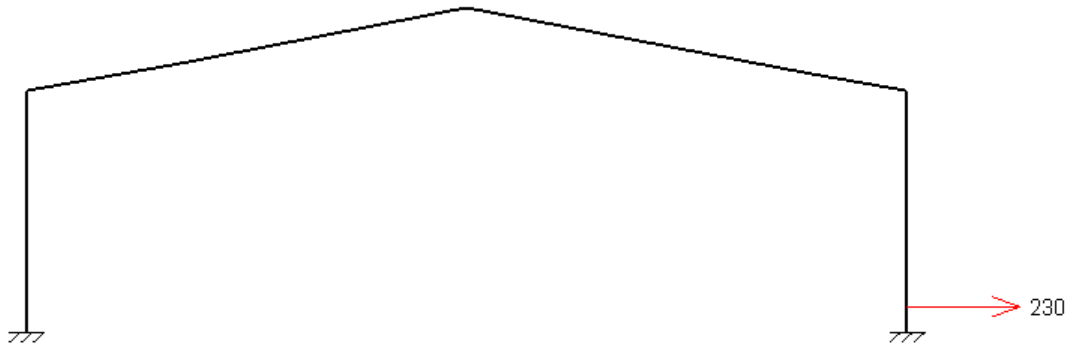


Figura 1.48. Acción de impacto 2 sobre pórticos interiores (MEFI)

1.6 Combinación de acciones a considerar

Una vez determinadas todas las cargas que van a influir en el dimensionado de la nave, se procede a estudiar cómo se deben combinar todas ellas para garantizar el cumplimiento de las exigencias básicas fijadas en el CTE.

1.6.1 Resistencia y estabilidad

De acuerdo con el CTE DB SE1, cuando se vaya a determinar el cumplimiento de requisitos de Resistencia de las barras, es necesario considerar las combinaciones de acciones en situaciones persistentes o transitorias mediante la expresión (Figura 1.49):

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

Figura 1.49. Combinación característica (CTE DB SE)

Los coeficientes parciales de seguridad a utilizar son los que aparecen en la tabla 4.1 del CTE DB SE y son resumidos a continuación (Tabla 1.20).

Acción	Favorable	Desfavorable
G (Permanentes)	0,8	1,35
Q (Variables)	0	1,50

Tabla 1.20. Coeficientes parciales de seguridad

Los coeficientes de combinación (Ψ_0) para las acciones variables, se obtienen de la tabla 4.2 del CTE DB SE y toman los siguientes valores (Tabla 1.21):

Acción	Uso (Q)	Viento (V)	Nieve (N)
Ψ_0	No combina	0,6	0,5

Tabla 1. 21. Coeficientes de combinación

Con estos criterios se establecen las combinaciones para la verificación de los E.L.U, considerando las acciones permanentes y variables como desfavorables y favorables y diferentes acciones variables como principales o de acompañamiento. Cabe destacar que:

- La sobrecarga de uso (Q) no es concomitante con el resto de acciones.
- Las acciones de viento interior solo pueden aparecer cuando lo hagan alguna de las combinaciones de viento.

Con el fin de simplificar esta labor, solo se consideran las combinaciones de acciones que pueden ser más desfavorables, es decir, las que pueden provocar los mayores esfuerzos sobre los pilares y jácenas (N, V, M).

Se obtienen 8 combinaciones de E.L.U. para situaciones persistentes o transitorias:

- ELU1:
1,35 G + 1,5 Q
- ELU2:
1,35 G + 1,5 N + 1,5 0,6 V3 + 1,5 0,6 VIS
- ELU3:
1,35 G + 1,5 V3 + 1,5 0,5 N + 1,5 VIS
- ELU4:
1,35 G + 1,5 VIS + 1,5 0,5 N + 1,5 0,6 V3
- ELU5:
0,8 G + 1,5 V1 + 1,5 0,6 VIP
- ELU6:
0,8 G + 1,5 VIP + 1,5 0,6 V1
- ELU7:
0,8 G + 1,5 V5 + 1,5 0,6 VIP
- ELU8:
0,8 G + 1,5 VIP + 1,5 0,6 V5

Las tres primeras combinaciones son las combinaciones propuestas como candidatas a generar una mayor fuerza de presión sobre el sistema estructural, mientras que las cuatro últimas son aquellas capaces de generar una mayor fuerza de succión.

Además, se deben considerar 4 acciones accidentales: el viento interior de presión (VIP_{ac}) y de succión (VIS_{ac}) e impacto (IM1, IM2). Por tanto, se plantearán 7 combinaciones de ELU más correspondientes a situaciones accidentales y extraordinarias (Figura 1.50):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Figura 1.50 . Combinación accidental (CTE DB SE)



También son necesarios los coeficientes de simultaneidad, estos se extraen de la Tabla 2.6.3 del CTE DB SE (Tabla 1.22):

Acción	Uso (Q)	Viento (V)	Nieve (N)
Ψ_1	0	0,5	0,2
Ψ_2	0	0	0

Tabla 1.22. Coeficientes de simultaneidad

Con estos criterios, las combinaciones quedan del siguiente modo:

- ELU9:
 $1 G + VIS_{ac} + 1 0,5 V3$
- ELU10:
 $1 G + VIS_{ac} + 1 0,5 V5$
- ELU11:
 $1 G + VIP_{ac} + 1 0,5 V2$
- ELU12:
 $1 G + VIP_{ac} + 1 0,5 V5$
- ELU13:
 $1 G + IMP1 + 1 0,5 V5$
- ELU14:
 $1 G + IMP2 + 1 0,5 V2$
- ELU15:
 $1 G + IMP2 + 1 0,5 V5$

1.6.2 Seguridad al vuelco

Para la comprobación del equilibrio de la zapata en E.L.U. se deben considerar una serie de combinaciones según lo establecidos en el CTE DB SE.4.2.2 que, para situaciones transitorias, toman la forma (Figura 1.51):

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

Figura 1.51. Combinación persistente o transitoria (CTE DB SE)

Sin embargo, a pesar de que la expresión es similar a la utilizada con anterioridad, para el vuelco, los coeficientes de seguridad de las acciones (γ_F) están determinados por la tabla 2.1 del CTE DB SE-C (Figura 1.52) y son siempre iguales a la unidad. De la misma tabla también se puede extraer el valor del coeficiente que caracteriza el efecto estabilizador o desestabilizador de la acción.

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

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 1.52. Tabla 2.1 del CTE DB SE-C

Hallado el valor de todos los coeficientes, se procede a la determinación de las distintas combinaciones:

Zapata izquierda

- ELUV1:
1 G + 1 Q
- ELUV2:
1 G + 1 N
- ELUV3:
1 G + 1 N + 1 0,6 (V4 + VIP)
- ELUV4:
1 G + 1 N + 1 0,6 (V5 + VIP)

En el caso de la zapata izquierda solo se consideran las combinaciones en las que intervienen la sobrecarga de uso, la nieve, el viento frontal más desfavorable y el viento interior de presión, ya que estas son las acciones que podrían favorecer el vuelco. Por su parte, se desprecian aquellas en las que actúan el viento lateral y el viento interior de succión ya que al oponerse al vuelco, provocan que la situación sea menos desfavorable.



Zapata derecha

- ELUV5:
1 G + 1 Q
- ELUV6:
1 G + 1 N
- ELUV7:
1 G + 1 N + 0,6 (V3)
- ELUV8:
1 G + 1 0,5 N + 1 (V3)
- ELUV9:
1 G + 1 N + 0,6 (V3 + VIP)
- ELUV10:
1 G + 1 0,5 N + 1 (V3 + VIP)

Para la zapata derecha se han considerado todas las acciones. Sin embargo, con el fin de simplificar la tarea, se ha selecciona el viento 3 que es el más desfavorable desde el punto de vista de análisis del vuelco. Este se combinará con la nieve que también favorece el mismo.

1.6.3 Agotamiento del terreno

Para la comprobación del agotamiento en E.L.U. se combina según lo establecido en el CTE DB SE.4.2.2. Para situaciones transitorias, la combinación toma la forma (Figura 1.53):

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

Figura 1. 53. Combinación persistente o transitoria (CTE DB SE)

La expresión es similar a la utiliza en el apartado anterior y los coeficientes de seguridad de las acciones (γ_F), determinados por la tabla 2.1 del CTE DB SE-C (Figura 1.52), también son iguales a la unidad. Por tanto, las combinaciones son similares a las elaboradas para el vuelco.

Capítulo 2

Pórtico Interior

Determinación de esfuerzos

Dimensionado de los pilares

Dimensionado de las jácenas

Dimensionado de la placa de anclaje

Dimensionado de las cimentaciones



2.1 Determinación de esfuerzos

Establecida la geometría de los pórticos interiores, los materiales y las secciones a considerar, las acciones actuantes sobre los mismos y las combinaciones de las mismas, mediante el empleo de MEFI, se obtendrán los esfuerzos y deformaciones que sufren los elementos del pórtico interior.

Para ello se introducen en MEFI todos los datos referentes al pórtico interior: geometría, cargas, combinaciones y materiales y este, a partir de estos datos, nos proporciona información sobre:

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

No se adjuntarán los resultados obtenidos para todas y cada una de las combinaciones, pues resultarían excesivamente largos. Por tanto, en el cálculo de cada elemento se destacará la combinación más desfavorable y los esfuerzos resultantes.

Además, comentar que el perfil de partida establecido es el IPE 400 cuyas características se recogen en la Tabla 2.1.

IPE 400	
A (mm ²)	8450
I _y (mm ⁴)	231 10 ⁶
W _y (mm ³)	1160 10 ³
i _y (mm)	165
i _z (mm)	13,2
A _V (mm ²)	4270

Tabla 2.1. Propiedades IPE400

2.2 Dimensionado de los pilares

En primer lugar, para el dimensionado de los pilares, es necesario determinar la combinación de acciones más desfavorable ya que esta es, a su vez, la que genera las mayores solicitaciones.

Tras introducir en MEFI todas las posibles combinaciones, se obtiene que la combinación claramente más desfavorable es $ELU = 1,35 G + 1,5 Q$. Esto se debe a que provoca el peor valor de momento y el mayor valor de axil de todas las combinaciones.

Los diagramas de esfuerzos y deformaciones debidos a esta combinación son los siguientes (Figura 2.1, Figura 2.2, Figura 2.3 y Figura 2.4):

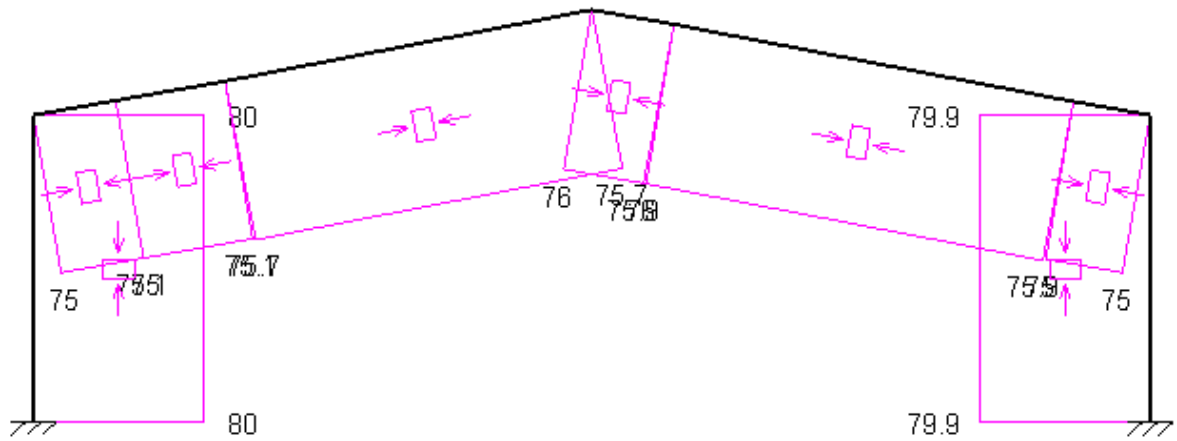


Figura 2.1. Diagrama de axiles (MEFI)

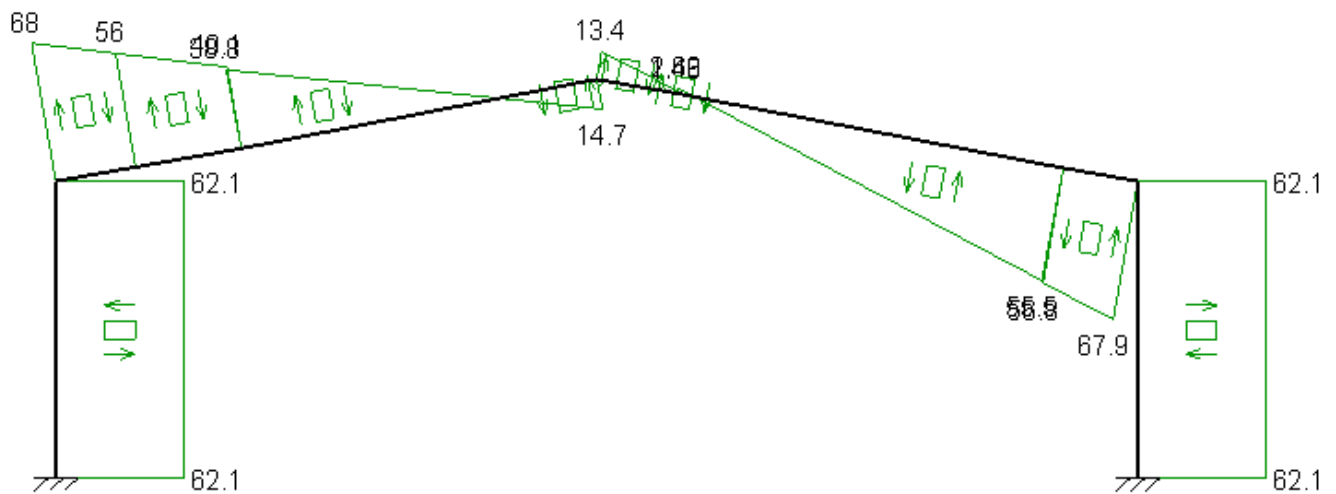


Figura 2.2. Diagrama de cortantes (MEFI)

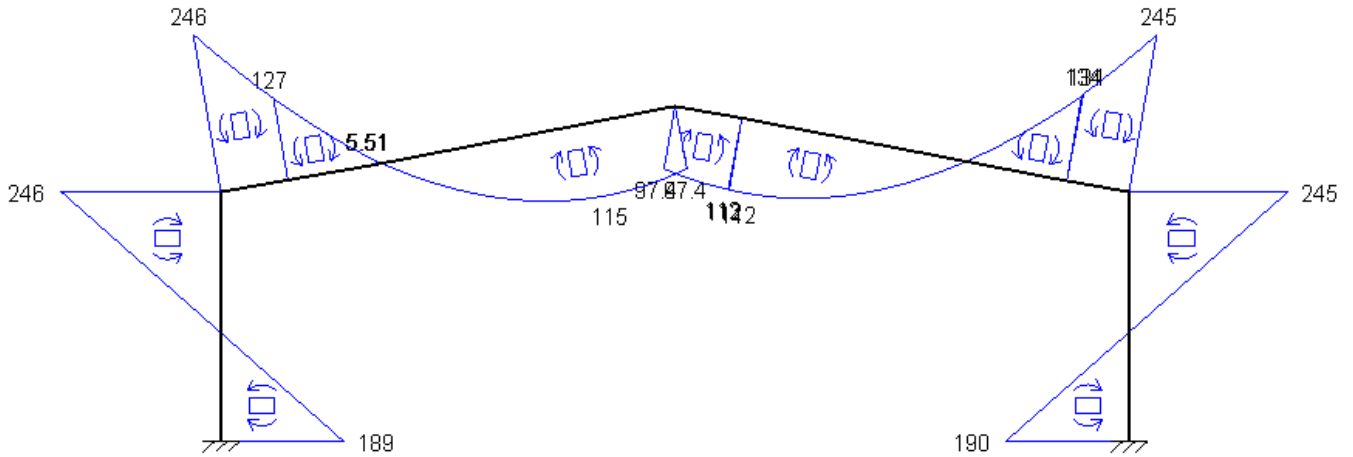


Figura 2.3. Diagrama de momentos flectores (MEFI)

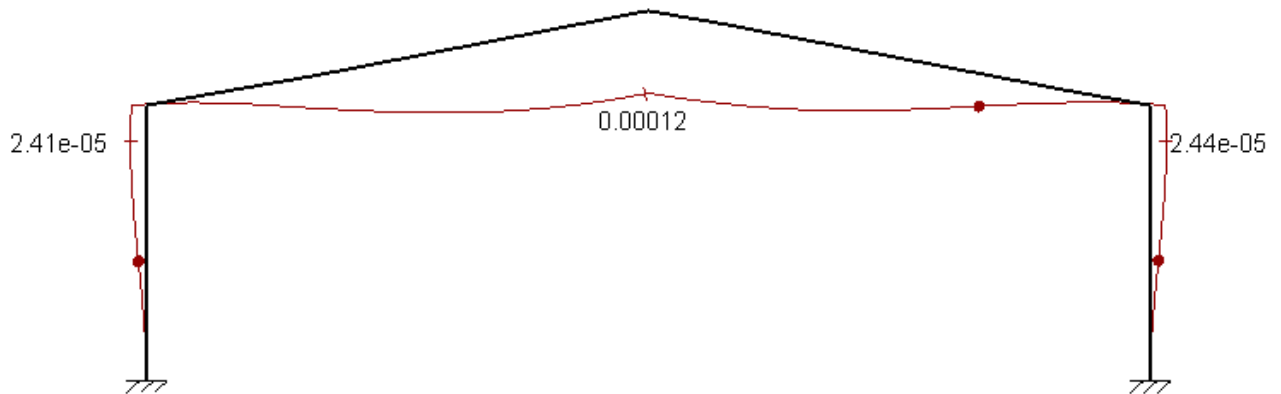


Figura 2.4. Diagrama de flecha (MEFI)

A partir de los diagramas anteriores, se realiza una tabla resumen de los esfuerzos a los que se ve sometido el pilar y que son necesarios para el dimensionado del mismo (Tabla 2.2).

Esfuerzo	Inicio de la barra	Final de la barra
M_{Ed} (kN m)	190	-245
N_{Ed} (kN)	-80	-80
V_{Ed} (kN)	62,1	62,1

Tabla 2.2. Esfuerzos del pilar en ELU1

Una vez determinados todos los esfuerzos del pilar, se procede a su dimensionado.

2.2.1 E.L.U. Resistencia (CTE DB SE-A 6.2)

Durante el cálculo de este estado último se comprueba que en ninguna sección de la barra se sobrepasa la tensión máxima del material. Como el axil es constante, se busca el punto de máximo momento positivo o negativo para realizar la comprobación. Analizando el diagrama de momentos, se establece que las comprobaciones se realizan con el momento de 245 kN m.

- **Predimensionamiento (CTE DB SE-A 6.2.6)**

Nos fijamos en el pilar izquierdo que es el más solicitado en términos de momentos flectores y se realiza un predimensionamiento en tensiones, escogiendo un perfil superior al estrictamente necesario:

$$W_{y,min} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{246 \times 10^3 \text{ N mm}}{\frac{275}{1,05} \text{ N mm}} = 935454 \text{ mm}^3$$

Seleccionamos un perfil IPE 450, cuyas propiedades se recogen en la Tabla 2.3.

IPE 450	
A (mm ²)	9880
I _y (mm ⁴)	337 10 ⁶
I _t (mm ⁴)	0,659 10 ⁶
W _y (mm ³)	1500 10 ³
i _y (mm)	185
i _z (mm)	41,2
A _v (mm ²)	5080

Tabla 2.3. Propiedades IPE 450

Este perfil a compresión es de clase 3. A flexocompresión puede ser de clase menor, pero adoptamos clase tres como hipótesis conservadora.

- **Interacción del cortante (CTE DB SE-A 6.2.4)**

En primer lugar, se comprueba la resistencia de la sección a corte.

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 5080 \frac{261,9}{\sqrt{3}} = 768,150 \text{ kN} > V_{Ed} = 62,1 \text{ kN} \quad \checkmark$$



Además también debe verificarse que:

$$V_{Ed} > 0,5 V_{c,Rd}$$

$$62,1 \text{ kN} > 0,5 \times 768,150 \text{ kN} = 384,075 \text{ kN} \quad \checkmark$$

- **Flexión simple (CTE DB SE-A 6.2.6)**

Como se ha cumplido la condición $V_{Ed} > 0,5 V_{c,Rd}$, se realiza la comprobación a flexión simple sin reducción de $M_{c,Rd}$:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} f_{yd} = 1500 \cdot 10^3 \frac{275}{1,05} = 392,8571 \text{ kN m} > M_{Ed} = 246 \text{ kN m} \quad \checkmark$$

- **Flexión compuesta (CTE DB SE-A 6.2.8)**

Este apartado consiste en comprobar si nuestro IPE 450 resiste la flexión compuesta.

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

$$\frac{80 \cdot 10^3}{9880 \frac{275}{1,05}} + \frac{246 \cdot 10^6}{392,875 \cdot 10^6} = 0,65 \leq 1 \quad \checkmark$$

2.2.1 E.L.U. Pandeo (CTE DB SE-A 6.3.2)

Una vez comprobado el estado último de resistencia, se procede a verificar el E.L.U. de pandeo según lo establecido en el CTE DB SE-A.

En esta verificación se debe comprobar 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).

Por tanto, se deben calcular los coeficientes de reducción por pandeo χ en ambos planos y, posteriormente, realizar la comprobación de tensiones en el punto más desfavorable del pilar.

- ***Coefficientes de reducción por pandeo***

Para determinar los coeficientes de reducción por pandeo, en primer lugar, hay que abordar el cálculo de los coeficientes β de pandeo para, posteriormente, determinar el valor de las esbelteces mecánicas λ .

Todos estos valores deben calcularse en los dos planos en los que la pieza es susceptible de pandear. Además, destacar que, tal y como indica la norma, las características geométricas de los perfiles a tomar serán las correspondientes al plano perpendicular al de pandeo estudiado.

Plano del pórtico XZ

En el plano del pórtico, las condiciones de sustentación no coinciden con ninguno de los casos canónicos pues, pese a estar empotrado en su base, se desconoce su configuración en la cabeza.

Por ello, 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. Para el uso del mismo, se requiere conocer tanto los coeficientes de distribución (η) en la base y cabeza del pilar, como la traslacionalidad o intraslacionalidad del plano de trabajo.

El coeficiente de distribución inferior del pilar (η_2) es igual a cero, pues en la base está empotrado.

Para determinar el cálculo de η_1 , se aplica lo establecido en el CTE DB SE-A:

$$\eta_i = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

Donde K es el coeficiente de rigidez de cada una de las vigas y pilares que atacan en el muro. En este caso, al no existir pilar superior ni viga a la izquierda, la expresión se puede simplificar como:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_{12}} = \frac{\frac{EI}{h}}{\frac{EI}{h} + \Psi \frac{EI}{L}} = \frac{L}{L + \Psi h}$$

El modo de pandeo a considerar debe ser el más desfavorable, por lo que la estructura, en el plano del pórtico, va a ser considerada como traslacional, dando a Ψ el valor 1,5.

$$\eta_1 = \frac{25,5}{25,5 + 1,5 \cdot 7} = 0,708$$



Conocidos los valores de los coeficientes de distribución (η_1 y η_2) y que el pórtico en el plano XZ es traslacional, se puede determinar el valor de β_y mediante la expresión (CTE DB SE - A 3.3.2.5):

$$\beta_y = \sqrt{\frac{1-0,2(\eta_1+\eta_2)-0,12\eta_1\eta_2}{1-0,8(\eta_1+\eta_2)-0,6\eta_1\eta_2}} = \sqrt{\frac{1-0,2(0,708)}{1-0,8(0,708)}} = 1,40$$

Determinada β_y , podemos proceder al cálculo de la esbeltez mecánica, necesaria para el coeficiente de reducción por pandeo.

$$\lambda_y = \frac{\beta_y L}{i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1,40 \cdot 7000}{185} \sqrt{\frac{275}{210000}} = 0,61320 < 2 \quad \checkmark$$

Curva de pandeo:

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,3684 > 1,2$$

→ Curva a (eje y) $\alpha = 0,21$

$$t_f = 14,6 < 40$$

Con estos datos se calcula el valor de Φ_y y el coeficiente de reducción de pandeo χ_y .

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,21 (0,6132 - 0,2) + 0,6132^2] = 0,7314$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,7314 + \sqrt{0,7314^2 - 0,6132^2}} = 0,885 \leq 1 \quad \checkmark$$

Plano perpendicular al pórtico YZ

En el plano perpendicular al pórtico el cálculo es más sencillo pues, debido a la viga perimetral y arriostramiento de fachada, el pilar se puede considerar empotrado en la base y apoyado en la cabeza. Dicho esto, se considera $\beta_z = 0,7$.

Establecida β_z , se calcula la esbeltez mecánica.

$$\lambda_z = \frac{\beta_z L}{i_z} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,7 \cdot 7000}{41,2} \sqrt{\frac{275}{210000}} = 1,37 < 2 \quad \checkmark$$

Curva de pandeo:

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,3684 > 1,2$$

→ Curva b (eje z) $\alpha = 0,34$

$$t_f = 14,6 < 40$$

Con estos datos se calcula el valor de Φ_z y el coeficiente de reducción de pandeo χ_z .

$$\Phi_z = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,5 [1 + 0,34 (1,37 - 0,2) + 1,37^2] = 1,6373$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{1,6373 + \sqrt{1,6373^2 - 1,37^2}} = 0,3946 \leq 1 \quad \checkmark$$

- **Coeficientes de interacción**

Para poder realizar las comprobaciones de flexocompresión es necesario determinar el valor de los coeficientes de interacción k_y y $k_{y,LT}$. Para una sección de clase tres, según la tabla 6.13 del CTE DB SE-A, estos vienen definidos como:

$$k_y = 1 + 0,6 \lambda_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{c,Rd}} = k_y = 1 + 0,6 \times 0,6132 \frac{80 \cdot 10^3}{0,885 \times 2587619,04} = 1,0128$$

$$k_{y,LT} = 1 - 0,6 \frac{0,05 \lambda_z}{C_{mLT} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{c,Rd}} = 1 - 0,6 \frac{0,05 \times 1}{0,9 - 0,25} \frac{80 \cdot 10^3}{0,3946 \times 2587619,04} = 0,9939$$

Cabe destacar que en las barras de pórticos de estructuras sin arriostrar con longitudes de pandeo superiores a la de las propias barras ($\beta > 1$) debe tomarse $C_{mLT} = 0,9$.

- **Coeficientes de reducción por pandeo lateral**

Por último, antes de realizar la comprobación final, se debe calcular el valor del coeficiente de reducción por pandeo lateral. Este queda definido en el CTE DB SE-A 6.3.3.2 como:

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

Se observa que para, poder determinar este valor, es necesario calcular previamente el valor del momento crítico elástico de pandeo lateral (M_{cr}).

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = 609800191,8 \text{ N mm}$$



Siendo:

$$M_{LTv}^2 = C_1 \frac{\pi}{L_c} \sqrt{G I_T E I_z} = 2,74 \frac{\pi}{7000} \sqrt{81000 \times 0,659 \times 10^6 \times 210000 \times 16,8 \cdot 10^6}$$

$$= 53364431,3 \text{ N mm}$$

$$M_{LTw}^2 = W_{el,y} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1 i_{f,z}^2 = 1500 \times 10^3 \frac{\pi^2 210000}{7000^2} \times 2,74 \times 41,2^2 = 295093208,2 \text{ N mm}$$

Hallado el valor del momento crítico, se determina la esbeltez mecánica:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1500 \times 10^3 \times 275}{609800191,8}} = 0,8224$$

Curva de pandeo:

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,3684 > 2 \quad \rightarrow \text{Curva b (eje z)} \quad \alpha = 0,34$$

Con estos datos se puede calcular el valor de Φ_{LT} y el coeficiente de reducción de pandeo χ_{LT} .

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (0,822 - 0,2) + 0,822^2] = 0,9439$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,9439 + \sqrt{0,9439^2 - 0,822^2}} = 0,7108 \leq 1 \quad \checkmark$$

• Comprobaciones

Finalizados todos los cálculos anteriores, se procede a realizar las comprobaciones pertinentes para un perfil IPE 450.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + k_y \frac{C_{m,y} M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{80 \times 10^3}{0,885 \times 9880 \times \frac{275}{1,05}} + 1,01 \frac{0,9 \times 246 \times 10^6}{0,7108 \times \frac{275}{1,05} \times 1500 \times 10^3} = 0,8324 \leq 1 \quad \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_{yd}} + k_{y,LT} \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{80 \times 10^3}{0,3946 \times 9880 \times \frac{275}{1,05}} + 0,9939 \frac{246 \times 10^6}{0,7108 \times \frac{275}{1,05} \times 1500 \times 10^3} = 0,95 \leq 1 \quad \checkmark$$

2.2.1 E.L.S Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)

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 edificios el confort del usuario no se ve afectado.

- ***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 local es menor a 1/250 de la altura en planta.

En esta ocasión, para aligerar el proceso de cálculo, vamos a emplear las combinaciones en ELU calculadas anteriormente. Esto se puede llevar a cabo debido a que, si la flecha para esta combinación en estado último cumple, en estado de servicio también cumpliría pues los coeficientes de mayoración son menores en servicio.

Así, de nuevo, la combinación más desfavorable es **ELU1 = 1,35 G + 1,5 Q**, con una flecha de 0,0000241 m (Figura 2.4) en la cabeza del pilar. De este modo:

$$0,0000241 \text{ m} < \frac{1}{250} = 0,004 \text{ m} \quad \checkmark$$

- ***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 casi permanente, el desplome relativo es menor que 1/250. Para las acciones variables en estudio, el coeficiente de combinación vale 0, únicamente siendo válida la combinación de cargas permanente ELS = G. Esta combinación genera una flecha de (Figura 2.5):

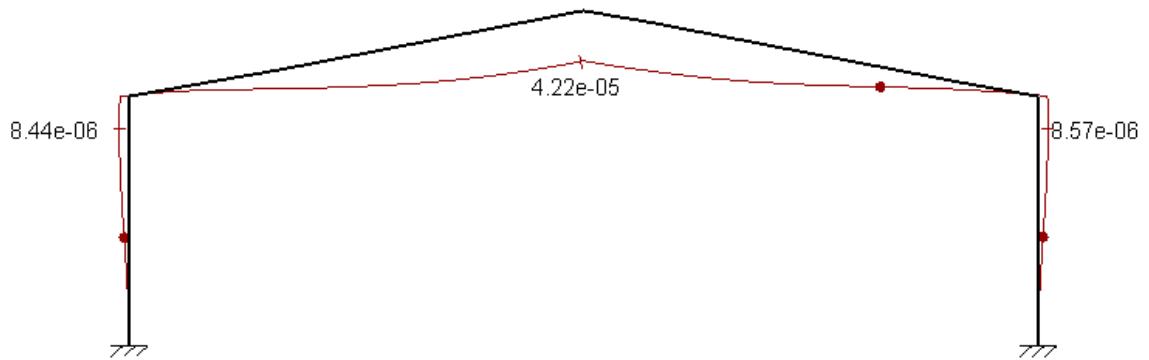


Figura 2.5. Diagrama deformación para ELS

Así:

$$8,44 \times 10^6 \text{ m} < \frac{1}{250} = 0,004 \text{ m} \quad \checkmark$$

2.3 Dimensionado de las jácenas

En primer lugar, al igual que para el pilar, se debe determinar la combinación de acciones más desfavorable ya que esta es aquella que genera las mayores solicitaciones.

Tras introducir en MEFI todas las posibles combinaciones, se obtiene que la combinación de acciones más desfavorable es $ELU = 1,35 G + 1,5 Q$. Esto se debe a que genera el peor valor de momento y el mayor valor de axil de todas las combinaciones.

A continuación se muestran los diagramas de esfuerzos y deformaciones debidos a esta combinación (Figura 2.6, Figura 2.7, Figura 2.8 y Figura 2.9).

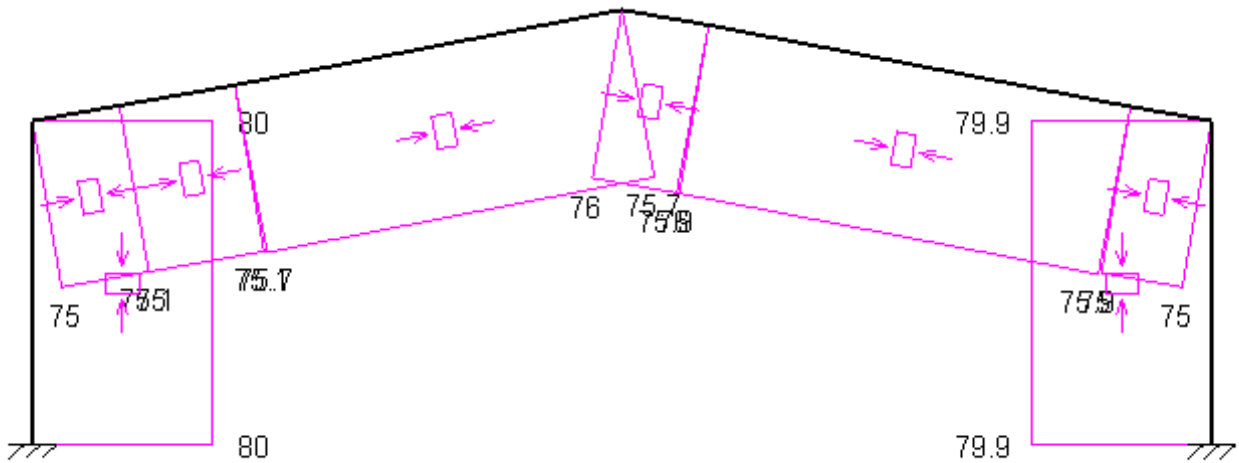


Figura 2.6. Diagrama de axiles (MEFI)

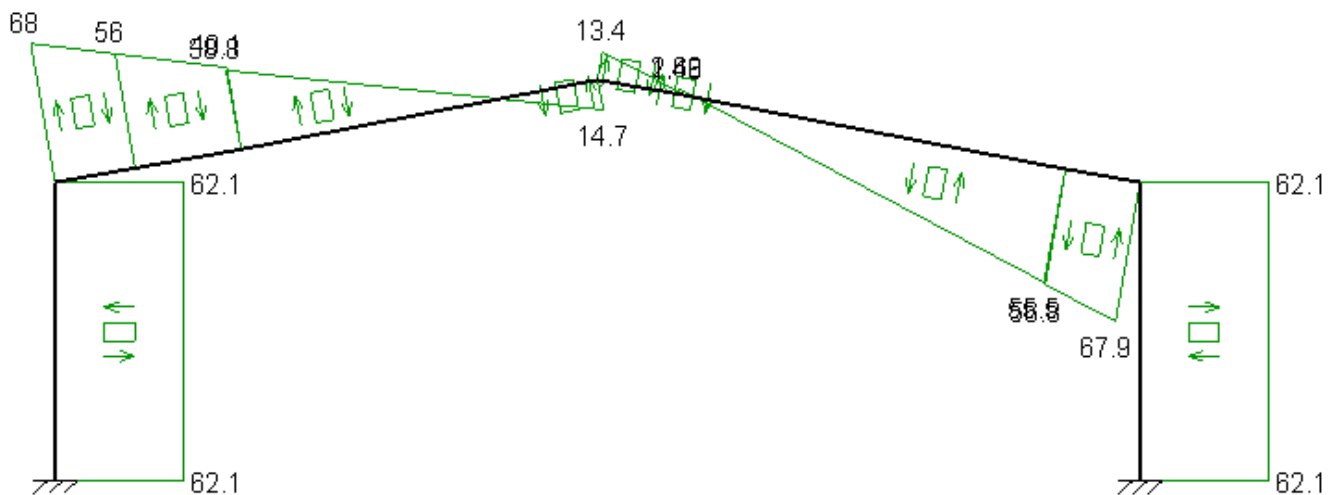


Figura 2.7. Diagrama de cortantes (MEFI)

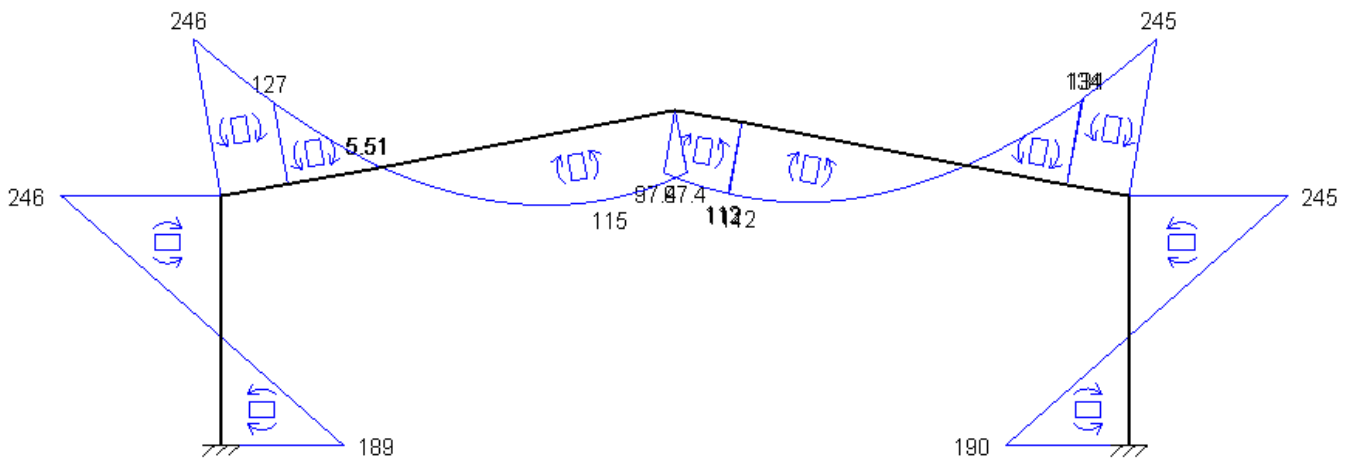


Figura 2.8. Diagrama de momentos flectores (MEFI)

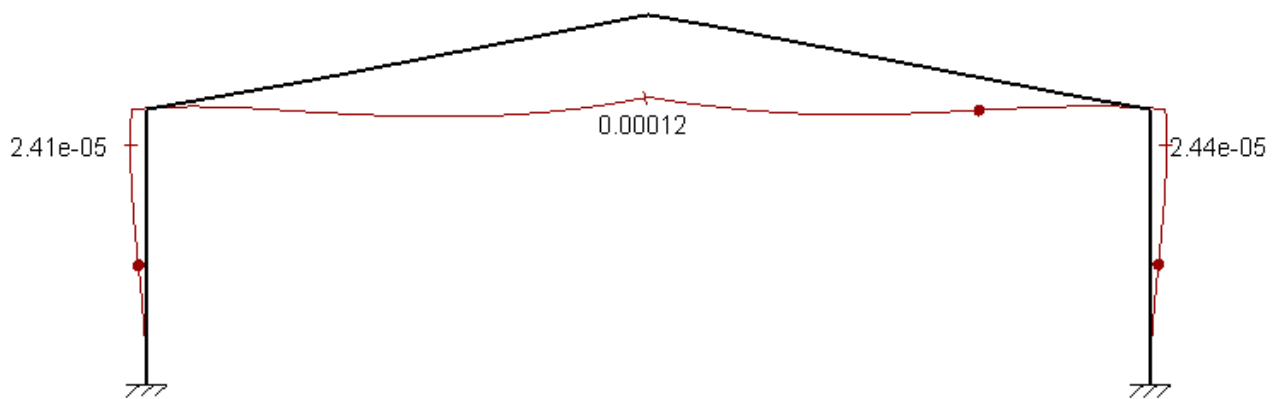


Figura 2.9. Diagrama de flecha (MEFI)

Se realiza una tabla resumen de los esfuerzos a los que se ve sometida la jácena (Tabla 2.4):

Esfuerzo	Inicio de la barra	Final de la barra
M_{Ed} (kN m)	246	-97,04
N_{Ed} (kN)	-76	-76
V_{Ed} (kN)	68	-14,7

Tabla 2.4. Esfuerzos de la jácena en ELU1

Una vez determinados todos los esfuerzos que se producen en el dintel, se procede al cálculo del mismo.

2.3.1 E.L.U. Resistencia (CTE DB SE-A 6.2)

El cálculo de este estado último tiene como finalidad comprobar que en ninguna sección de la barra se sobrepasa la tensión máxima del material. Para un axil constante, el punto más desfavorable es aquel en el que se encuentra el momento máximo, sea positivo o negativo. Por lo tanto, las comprobaciones se realizan para un momento de 246 kN m.

- **Predimensionamiento (CTE DB SE-A 6.2.6)**

Nos fijamos en el dintel izquierdo, el más solicitado en términos de momentos flectores, y se realiza un predimensionamiento en tensiones, escogiendo un perfil superior al estrictamente necesario.

En este caso, para la jácena, realizaremos dos comprobaciones. La primera será en el nudo de esquina y la segunda en el centro de vano, esto se realiza con el fin de reducir el perfil a emplear introduciendo una cartela.

- Nudo de esquina

$$W_{y,min} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{246 \times 10^3 \text{ N mm}}{\frac{275}{1,05} \text{ N mm}} = 935454 \text{ mm}^3$$

Seleccionamos un perfil IPE 330*, este es un perfil obtenido a partir de dos IPE y sus propiedades se recogen en la Tabla 2.5.

IPE 330*	
A (mm ²)	8280
I _y (mm ⁴)	461,08 10 ⁶
W _y (mm ³)	1536,9 10 ³
i _y (mm)	333,7
i _z (mm)	30,9
A _v (mm ²)	600×7,5 = 4500

Tabla 2.5. Propiedades IPE 330*

Este perfil a compresión es de clase 3. A flexocompresión puede ser de clase menor, pero adoptamos clase tres como hipótesis conservadora.

- Centro de vano

De los diagramas de esfuerzos se obtiene que el momento flector en el centro de vano es 115 kNm.

$$W_{y,min} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{115 \times 10^3 \text{ N mm}}{\frac{275}{1,05} \text{ N mm}} = 439090,9 \text{ mm}^3$$



Seleccionamos un perfil IPE 330, cuyas propiedades son (Tabla 2.6).

IPE 330	
A (mm ²)	6260
I _y (mm ⁴)	118 10 ⁶
I _t (mm ⁴)	0,265 10 ⁶
W _y (mm ³)	713 10 ³
i _y (mm)	137
i _z (mm)	35,5
A _v (mm ²)	3080

Tabla 2.6. Propiedades IPE 330

Este perfil a compresión es de clase 3. A flexocompresión puede ser de clase menor, pero adoptamos clase tres como hipótesis conservadora.

Tras determinar los dos perfiles a emplear, se determina hasta que punto debe prolongarse el acartelamiento (IPE 330*). Para ello determinamos la ecuación de la parábola y la igualamos al valor del momento máximo capaz de soportar el perfil simple (IPE 330).

$$-246 = A \cdot 0 + B \cdot 0 + C \rightarrow C = -246$$

$$-127 = A \cdot 1,88^2 + B \cdot 1,88 - 246$$

$$97,4 = A \cdot 13^2 + B \cdot 13 - 246 \rightarrow A = -3,46; B = 71,39$$

Reescribiendo:

$$M(x) = -3,46 x^2 + 71,39 x - 246$$

Seguidamente se calcula el valor del momento máximo que es capaz de resistir el perfil simple:

$$M_{c,rd} = M_{el,Rd} = W_{el} f_{yd} = 713 \cdot 10^3 \frac{275}{1,05} = 186,73 \text{ kN m}$$

Con este valor, haciendo uso de la ecuación de la parábola, determinamos hasta que punto debe prolongarse el acartelamiento:

$$-186,73 \cdot 10^6 = -3,46 x^2 + 71,39 x - 246$$

$$x = 0,86 \text{ m}$$

Para que el momento máximo al que va a estar sometido el perfil no sea justamente el momento máximo que resiste, se prolonga el acartelamiento hasta 1,5 m. Por tanto, el momento máximo al que se ve sometido el perfil simple (IPE 300) es:

$$M(x) = -3,46 \cdot 1,5^2 + 71,39 \cdot 1,5 - 246 = 146,7 \text{ kN m}$$

• **Interacción del cortante (CTE DB SE-A 6.2.4)**

Se comprueba la resistencia de la sección a corte para ambos perfiles.

- Extremo de vano (Acartelamiento IPE 330*)

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 4500 \frac{261,9}{\sqrt{3}} = 680,448 \text{ kN} > V_{Ed} = 68 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Además también debe verificarse que:

$$V_{Ed} > 0,5 V_{c,Rd}$$

$$68 \text{ kN} > 0,5 \times 680,448 \text{ kN} = 340,224 \text{ kN} \quad \checkmark$$

- Centro de vano (IPE 330)

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 3080 \frac{261,9}{\sqrt{3}} = 465,72 \text{ kN} > V_{Ed} = 68 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Verificándose que:

$$V_{Ed} > 0,5 V_{c,Rd}$$

$$68 \text{ kN} > 0,5 \times 465,729 \text{ kN} = 232,86 \text{ kN} \quad \checkmark$$

• **Flexión compuesta (CTE DB SE-A 6.2.8)**

Este apartado consiste en comprobar si ambos perfiles resisten la flexión compuesta.

- Extremo de vano (Acartelamiento IPE 330*)

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

$$\frac{76 \cdot 10^3}{8280 \frac{275}{1,05}} + \frac{246 \cdot 10^6}{1536,9 \cdot 10^3 \frac{275}{1,05}} = 0,6461 \leq 1 \quad \checkmark$$



- Centro de vano (IPE 330)

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

$$\frac{76 \cdot 10^3}{6260 \frac{275}{1,05}} + \frac{246 \cdot 10^6}{713 \cdot 10^3 \frac{275}{1,05}} = 0,8316 \leq 1 \quad \checkmark$$

2.2.1 E.L.U. Pandeo (CTE DB SE-A 6.3.2)

Una vez comprobado el estado último de resistencia, se procede a verificar el E.L.U. de pandeo según lo establecido en el CTE DB SE-A.

En este E.L.U. se comprueba que la jácena no es sometida a una tensión superior a la tensión crítica de pandeo en ninguno de los dos planos fundamentales de trabajo, el plano del pórtico (XZ) y el plano perpendicular (YZ).

Se deben calcular los coeficientes de reducción por pandeo χ en ambos planos y posteriormente realizar la comprobación de tensiones en el punto más desfavorable.

Sin embargo, este caso es peculiar ya que la jácena está compuesta por dos perfiles distintos que deben considerarse como dos perfiles independientes desde el punto de vista de las comprobaciones. De este modo, en la zona de la cartela (nudo) no es necesario comprobar el pandeo ya que con una longitud tan pequeña y un perfil tan elevado no es posible que pandee. El perfil simple sí que se comprueba ya que cuenta con una longitud suficientemente grande (22,5 m) para pandear.

- ***Coeficientes de reducción por pandeo***

Para determinar los coeficientes de reducción por pandeo, en primer lugar, hay que abordar el cálculo de los coeficientes β de pandeo para, posteriormente, determinar el valor de las esbelteces mecánicas λ .

Todos estos valores deben calcularse en los dos planos en los que la pieza es susceptible de pandear. Además, destacar que, tal y como indica la norma, las características geométricas de los perfiles a tomar serán las correspondientes al plano perpendicular al de pandeo estudiado.

Plano del pórtico XZ

En el plano del pórtico, las condiciones de sustentación son de empotramiento elástico en ambos extremos. Por ello no hay posibilidad de movimiento relativo entre apoyos y $\beta_y = 1$.

Determinada β_y , podemos proceder al cálculo de la esbeltez mecánica, necesaria para el coeficiente de reducción por pandeo.

$$\lambda_y = \frac{\beta L}{i_y} \frac{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}{\Pi} = \frac{1\ 22500}{137} \frac{\sqrt{\frac{275}{210000}}}{\Pi} = 1,89 < 2 \quad \checkmark$$

Curva de pandeo:

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{170} = 1,94 > 1,2$$

→ Curva a (eje y) $\alpha = 0,21$

$$t_f = 11,5 < 40$$

Con estos datos se obtiene el valor de Φ_y y el coeficiente de reducción de pandeo χ_y :

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,21 (1,89 - 0,2) + 1,89^2] = 2,46$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{2,46 + \sqrt{2,46^2 - 1,89^2}} = 0,24 \leq 1 \quad \checkmark$$

Plano perpendicular al pórtico YZ

En el plano perpendicular al pórtico la jácena tiene completamente impedido el pandeo por efecto de las correas que la arriostran a regulares y pequeñas distancias (1,5 m). De este modo $\beta_z = 0$.

Determinada β_z , directamente podemos asegurar que χ_z toma el valor de la unidad.

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 1$$



- ***Coefficientes de interacción***

Al igual que para el pilar, para poder realizar las comprobaciones de flexocompresión es necesario determinar el valor de los coeficientes de interacción k_y y $k_{y,LT}$ que, para una sección de clase tres, vienen definidos como (tabla 6.13 del CTE DB SE-A):

$$k_y = 1 + 0,6 \lambda_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{c,Rd}} = k_y = 1 + 0,6 \times 1,89 \frac{76 \cdot 10^3}{0,24 \times 6260 \times \frac{275}{1,05}} = 1,21$$

$$k_{y,LT} = 1$$

En este caso sí que es necesario determinar el valor de C_{mLT} . Para ello, tal y como indica la tabla 6.10 del CTE DB SE-A, se requiere la relación entre el momento máximo positivo y el máximo negativo. El momento máximo negativo se puede extraer de los diagramas y su valor es -246 kN m. Para determinar el momento máximo positivo se hace uso de la ley de cortantes pues en el punto en el que esta se anula es en el que se produce el momento máximo.

$$\text{Ley de cortantes} \rightarrow V(x) = -6,92 x + 71,39$$

Igualando a cero esta expresión, obtenemos que el momento máximo se produce en $x = 10,31$ m.

A continuación obtenemos el valor de ese momento haciendo uso de la ecuación de la parábola:

$$M(x) = -3,46 \times 10,31^2 + 71,39 \times 10,31 - 246 = 122,24 \text{ kN m}$$

$$\alpha = \frac{122,24}{-246} = -0,49$$

$$C_{mLT} = 0,1 - 0,8 \times (-0,49) = 0,492 \geq 0,4 \quad \checkmark$$

- ***Coefficientes de reducción por pandeo lateral***

Debido a que el pandeo lateral está impedido por la existencia de las correas, directamente se conoce que:

$$\chi_{LT} = 1$$

- **Comprobaciones**

Finalizados todos los cálculos anteriores, se procede a realizar las comprobaciones pertinentes para un perfil IPE 330.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + k_y \frac{C_{m,y} M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{76 \times 10^3}{0,24 \times 6260 \times \frac{275}{1,05}} + 1,21 \frac{0,49 \times 146,7 \times 10^6}{1 \times \frac{275}{1,05} \times 713 \times 10^3} = 0,6588 \leq 1 \quad \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_{yd}} + k_{y,LT} \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{76 \times 10^3}{1 \times 6260 \times \frac{275}{1,05}} + 1,21 \frac{146,7 \times 10^6}{1 \times \frac{275}{1,05} \times 713 \times 10^3} = 0,97 \leq 1 \quad \checkmark$$

2.2.1 E.L.S Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)

En el cálculo del estado límite de servicio de deformación de la jácena se comprueban los criterios de Integridad y de Apariencia, considerando que en este tipo de edificios el confort del usuario no se ve afectado.

- **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 local es menor a 1/300 de la altura en planta.

En esta ocasión, para aligerar el proceso de cálculo, vamos a emplear las combinaciones en ELU calculadas anteriormente. Esto se puede llevar a cabo debido a que, si la flecha para esta combinación en estado últimos cumple, en estado de servicio también cumpliría pues los coeficientes de mayoración son menores en servicio.

De nuevo, la combinación más desfavorable es **ELU1 = 1,35 G + 1,5 Q** con una flecha de 0,00012 m (Figura 2.9) en el centro de la jácena. De este modo:

$$0,00012 \text{ m} < \frac{1}{300} = 0,003 \text{ m} \quad \checkmark$$

También se debe considerar la combinación que genere una mayor flecha en el sentido opuesto debido a la succión, en este caso la combinación más desfavorable es **ELU5 = 0,8 G + 1,5 V1 + 1,5 VIP**, con una flecha de $3,88 \times 10^{-5}$ m. Se verifica que:

$$0,0000388 \text{ m} < \frac{1}{300} = 0,003 \text{ m} \quad \checkmark$$

- **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 casi permanente, el desplome relativo es menor que 1/300. Para las acciones variables en estudio, el coeficiente de combinación vale 0, por tanto solo es válida la combinación de cargas permanente ELS = G. Esta combinación genera una flecha de (Figura 2.10):

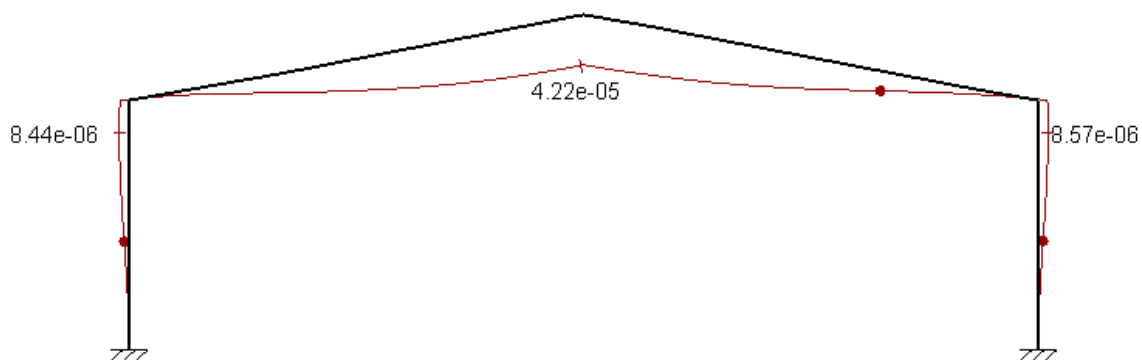


Figura 2.10. Diagrama deformación para ELS

Así:

$$4,22 \times 10^{-5} \text{ m} < \frac{1}{250} = 0,003 \text{ m} \quad \checkmark$$

2.4 Dimensionado de las placas de anclaje

Una vez dimensionado el pórtico interior, se procede al cálculo de las placas de anclaje que unirá el pilar con la zapata.

La combinación de acciones que genera una mayor flexión sobre la placa de anclaje es la misma que se consideró para el dimensionamiento del pilar. Por tanto, los esfuerzos transmitidos a la cimentación son los siguientes (Tabla 2.7):

Esfuerzo	Esfuerzo base pilar
M_{Ed} (kN m)	190
N_{Ed} (kN)	-80
V_{Ed} (kN)	62,1

Tabla 2.7. Esfuerzos en la base del pilar

2.4.1 Predimensionado

Para el predimensionamiento se aplica el criterio de dar un vuelo de 160 mm en la dirección en la que se produce la flexión (a) y de 80 mm en la dirección ortogonal (b). Por otro lado, se establece que los pernos se sitúan a una distancia (d') de 60 mm del borde de la placa y a 40 mm en la dirección perpendicular.

$$a = 160 + a_p + 160 = 160 + 450 + 160 = 770 \text{ mm}$$

$$b = 80 + b_p + 80 = 80 + 190 + 80 = 350 \text{ mm}$$

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

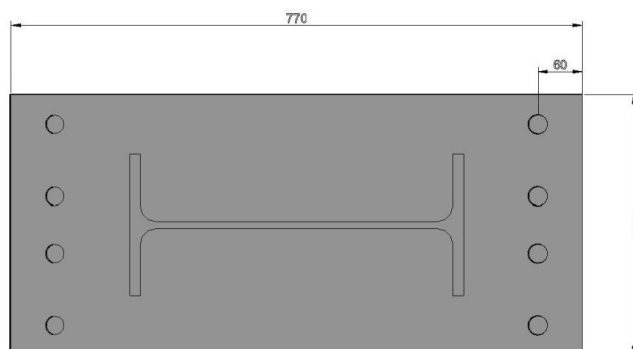


Figura 2.11. Predimensionado placa de anclaje



2.4.2 E.L.U. de agotamiento en el apoyo

En primer lugar se determina el valor de la resistencia de cálculo de la unión. Para ello se considera que tanto el coeficiente de junta (β_j), como el factor de concentración (K_j), son iguales a la unidad:

$$f_{jd} = \beta_j K_j f_{jd} \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Para resolver los diferentes E.L.U. es necesario plantear las ecuaciones de equilibrio que, finalmente, nos permitan determinar la tracción a la que se encuentran sometidos los pernos. La ecuación de fuerzas verticales es la siguiente:

$$N_d = C_c + C_s - T_s$$

Se procede a calcular el valor de la compresión a la que está sometido el hormigón, para ello se hace uso del diagrama de interacción momento-axil. En primer lugar se debe determinar el valor de nuestro momento de cálculo, definido como:

$$M_{1d} = M_d + N_d (y_b - d') = 245 + 80 (0,385 - 0,06) = 271 \text{ kN m}$$

Seguidamente, es necesario determinar en qué zona de dimensionamiento nos encontramos. Para ello se halla el valor del momento en x_{lim} y se compara con nuestro momento de cálculo. La EHE-08 define x_{lim} como:

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}$$

La EHE-08 también determina que para un HA-30 y para un acero S275JR:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\lambda = 0,8$$

$$\eta = 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{275}{210000} = 1,25 \cdot 10^{-3}$$

De este modo:

$$x_{lim} = \frac{0,0035 \cdot 710}{1,25 \cdot 10^{-3} + 0,0035} = 523,15 \text{ mm}$$

Determinado el valor de x_{lim} , se procede a calcular el valor de $M_{1c(xlim)}$:

$$M_{1c(xlim)} = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 350 \times 523,15 \times \left(770 - 60 - \frac{0,8 \times 523,15}{2} \right) = 1466,98 \text{ kN m}$$

$$M_{1d} < M_{1c(xlim)} \rightarrow \text{Zona B (As}' = 0)$$

Enunciando la ecuación de momentos a la altura de la armadura de tracción, se obtiene la profundidad de la fibra neutra:

$$271 \cdot 10^6 = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 350 \times x \left(770 - 60 - \frac{0,8 \cdot x}{2} \right)$$

$$x = 71 \text{ mm}$$

Debe verificarse que:

$$x < \frac{a}{4}; 71 \text{ mm} < \frac{770}{4} = 192,5 \quad \checkmark$$

Así, de la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se puede obtener la tracción de los pernos:

$$N_d = C_c - T_s$$

$$80 \cdot 10^3 = 0,8 \times \frac{30}{1,5} \times 71 \times 350 - T$$

$$T = 317600 \text{ N}$$

3.4.3 E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión

El objetivo de este apartado es determinar el espesor mínimo de la placa de anclaje capaz de verificar el E.L.U. de agotamiento de la misma.

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

Para esta comprobación es necesario conocer los momentos que producen la compresión del hormigón y la tracción de los pernos en los dos puntos más sensibles de la placa, es decir, los puntos donde se produce el encuentro placa-pilar.

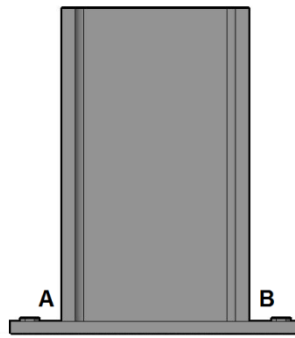


Figura 2.12. Alzado placa de anclaje

El momento en el punto A, que es el encuentro del pilar con la placa en la zona comprimida (izquierda Figura 2.12), es:

$$M_{AA'} = \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 350 \times 71 \times \left(160 - \frac{0,8 \times 71}{2}\right) = 52,324 \text{ kN m}$$

El momento en el punto B, correspondiente a la zona traccionada (derecha Figura 2.12), es:

$$M_{BB'} = 317600 \times (160 - 60) = 31,76 \text{ kN m}$$

Por tanto, la comprobación del E.L.U. se realiza en la sección más solicitada:

$$M_{Ed} = 52,324 \text{ kN m}$$

Seguidamente se calcula el momento de inercia de la sección de la placa respecto a su centro de gravedad para, posteriormente, determinar el módulo resistente (W_x). Este se obtiene dividiendo la inercia entre la distancia hasta la fibra comprimida o traccionada más alejada:

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

Como se ha dicho al inicio del apartado, el espesor mínimo es aquel que verifique:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{M_{Ed}}{W f_{yd}} \leq 1 \rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 M}{b f_{yd}}} = \sqrt{\frac{6 \times 52,32416 \cdot 10^6}{350 \times 261,9}} = 58,52 \text{ mm}$$

Puesto que el espesor máximo de placa de anclaje es 35 mm, es necesario colocar cartelas que reduzcan el espesor necesario. Se introducen dos cartelas (700, 200, 20) y se adopta un espesor de 30 mm en la placa. A continuación se adjunta un esquema de la nueva geometría (Figura 2.13).

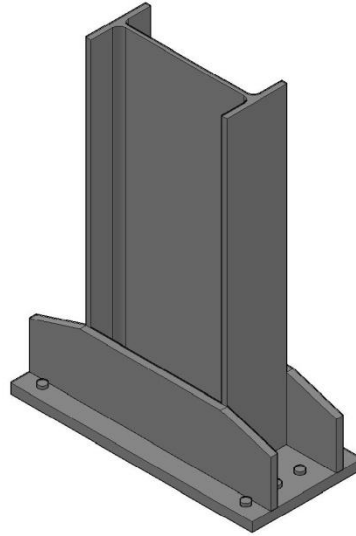


Figura 2.13. Placa de anclaje con cartelas

Determinada la nueva geometría, se calculan las características mecánicas de la sección.

$$A = 30 \times 350 + 2 \times 200 \times 20 = 18500 \text{ mm}^2$$

$$Y_G = \frac{10 \times 500 \times 15 + 8000 (30+100)}{18500} = 64,729 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 350 \times 30^3 + 2 \times \frac{1}{12} \times 20 \times 200^3 + 10500 (64,729 - 15)^2 + 8000 \times (130 - 64,729)^2 = 87502815,33 \text{ mm}^4$$

Por último, se calculan los módulos resistentes y se selecciona el menor.

$$W_{\text{sup}} = \frac{I}{h - y_g} = \frac{87502815,33}{230 - 64,79} = 529646 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{inf}} = \frac{I}{y_g} = \frac{87502815,33}{64,79} = 1350560,508 \text{ mm}^3$$

- ***E.L.U. de agotamiento con cartelas***

El área portante de la placa de anclaje con cartelas en el caso de flexión compuesta tiene el aspecto que se muestra en la Figura 2.14. Se observa que el ancho portante de la placa b' , no es la totalidad del ancho de la placa b , sino que únicamente colaboran las proximidades de las cartelas.

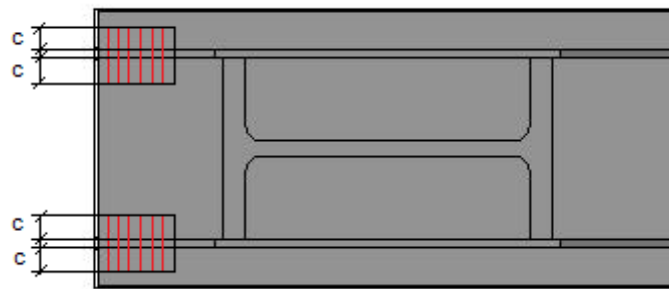


Figura 2.14. Área portante de la sección con cartelas

Para determinar el ancho portante se debe calcular primero la anchura suplementaria en el apoyo c .

$$c = e \left(\frac{f_{yd}}{3 f_{jd}} \right)^{\frac{1}{2}} = 30 \left(\frac{261,9}{3 \times 20} \right)^{\frac{1}{2}} = 62,67 \text{ mm}$$

Por tanto:

$$b' = 2 (c + e_c + c) = 290,71 \text{ mm}$$

Además, si se incumple alguna de las siguientes tres condiciones, el ancho portante será inferior al calculado.

$$b' = 290,71 \text{ mm} > \begin{cases} 2c + 2e_c + b_p = 2 \times 62,67 + 2 \times 20 + 190 = 355,34 \text{ mm} \\ 2c + (b - b_p) = 2 \times 62,67 + (350 - 190) = 285,34 \text{ mm} \\ b = 350 \text{ mm} \end{cases}$$

Finalmente, el ancho portante es $b' = 285,35 \text{ mm}$. Al ser modificado el ancho portante de la placa, se debe comprobar de nuevo el agotamiento en el apoyo. Enunciando la ecuación de momentos a la altura de la armadura de tracción, se obtiene la nueva profundidad de la nueva fibra neutra:

$$271 \cdot 10^6 = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 285,35 \times \left(770 - 60 - \frac{0,8 x}{2} \right)$$

$$x = 87,61 \text{ mm}$$

Debe verificarse que:

$$x < \frac{a}{4}; 87,61 \text{ mm} < \frac{770}{4} = 192,5 \quad \checkmark$$

Como se ha realizado anteriormente, de la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene la tracción de los pernos:

$$N_d = C_c - T_s$$

$$80 \cdot 10^3 = 0,8 \times \frac{30}{1,5} \times 87,61 \times 285,35 - T$$

$$T = 319992,21 \text{ N}$$

Se calculan nuevamente los momentos debidos a la compresión del hormigón y a la tracción de los pernos en los puntos donde se produce el encuentro placa-pilar.

El momento en el punto A, que es el encuentro del pilar con la placa en la zona comprimida, es:

$$M_{AA'} = \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 285,75 \times 87,61 \times \left(160 - \frac{0,8 \cdot 87,61}{2}\right) = 50,05 \text{ kN m}$$

El momento en el punto B, correspondiente a la zona traccionada, es:

$$M_{BB'} = 319992,21 \times (160 - 60) = 31,99 \text{ kN m}$$

Por tanto, la comprobación del E.L.U. se realiza en la sección más solicitada:

$$M_{Ed} = 50,05 \text{ kN m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{W_{fyd}} \leq 1 \rightarrow \frac{50,05 \cdot 10^6}{529646 \times 261,9} = 0,36 \leq 1 \quad \checkmark$$

2.4.4 E.L.U. de agotamiento de los pernos a tracción

Una vez verificado el E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión, se procede a comprobar cómo se comporta el acero de los pernos y, para ello, en primer lugar se determina el número de pernos necesarios.

Se calcula la deformación existente en los pernos (ε_s) y, comparando esta con la deformación de referencia ε_y , determinamos si estos se encuentran en régimen plástico o elástico. Posteriormente, se determina el valor de la tensión a la que están sometidos los mismos.

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{710-109,51}{109,51} \cdot 0,0035 = 0,019 > \varepsilon_y \rightarrow \sigma_s = f_{yd}$$

Los pernos están plastificados y trabajan a una tensión de 261,9 N/mm².



El siguiente paso es determinar el número de pernos que es capaz de aguantar toda la tracción T_d , cumpliendo con la condición de poner dos pernos como mínimo para conseguir el empotramiento de la placa. Para hallar el número de pernos, en primer lugar, se debe determinar el área total de armadura necesaria.

$$T_d = A_s \times \sigma_s \rightarrow A_s = \frac{T_d}{\sigma_s} = \frac{319992,21}{261,9} = 1221,81 \text{ mm}^2$$

Se van a colocar pernos roscados que serán mecanizados para poder colocar la tuerca, por tanto el área real del perno se reducirá al 80% del área nominal del perno. En estas condiciones, se procede a calcular el número de pernos para un diámetro de 25 mm.

$$n\Phi = \frac{A_s}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times \Phi^2} = \frac{1221,81}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times 25^2} = 4 \text{ pernos}$$

La solución final es colocar 4 pernos de 25 mm ($4\Phi 25$).

2.4.5 E.L.U. de agotamiento de los pernos a cortante (CTE DB SE-A. 8.8.1.6)

En primer lugar se comprueba si la resistencia a tracción de los pernos es mayor que el esfuerzo a cortante al que está sometido.

$$T_d \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$
$$319992,21 \text{ N} \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 410 \times 4 \times 0,8 \times \frac{\pi 25^2}{4}}{1,25} = 463699,07 \text{ N} \quad \checkmark$$

La resistencia a cortante de un perno de anclaje viene dada por:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{(0,44 - 0,0003 \times 261,9) \times 410 \times 0,8 \times \frac{\pi 25^2}{4}}{1,25} = 29096 \text{ N}$$

El esfuerzo de cortadura V_{Ed} debe ser menor que la resistencia a cortadura de la unión $F_{v,Rd}$, calculada de la siguiente forma:

$$F_{v,Rd} = F_{t,Rd} + n F_{vb,Rd} = 0,2 \times 8000 + 8 \times 29096 = 234270,5 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 62100 \text{ N} \leq F_{v,Rd} = 234370,5 \text{ N} \quad \checkmark$$

Por último se calcula la interacción Tracción-Cortadura.

$$\frac{V_{Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{T_d}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{62100}{232370,5} + \frac{319992,21}{1,4 \times 463699,07} = 0,76 \leq 1 \quad \checkmark$$

2.4.6 E.L.U. de anclaje de los pernos

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

$$l_a = l_{b,neto} = l_{bl} \beta \frac{A_s}{A_{s,real}} > \max(10\Phi, 150 \text{ mm}, \frac{l_b}{3})$$

Se calcula la longitud de anclaje neta, considerándose un sistema de anclaje recto:

$$l_{b,neto} = \frac{25}{4} \frac{261,9}{\frac{0,36 \sqrt{30}}{1,5}} 1 \frac{1221,81}{4 \times \frac{\pi 25^2}{4}} = 774,84 > \max(250, 150 \text{ mm}, 258,58)$$

Así, finalmente, se establece una prolongación recta de 775 mm.

2.5 Dimensionado de las cimentaciones

Este apartado está destinado al cálculo de las zapatas de los pórticos interiores. Los datos de partida son el perfil IPE 450 empleado en el pilar y la placa de dimensiones (770, 350, 30).

Se van a considerar zapatas con una excentricidad $u = 0,7$ m, esta excentricidad es beneficiosa desde el punto de vista del cálculo de vuelco ya que genera un momento de sentido opuesto al mismo. Además, se supone inicialmente un canto de 0,9 m y que la zapata es rectangular.

2.5.1 E.L.U. de equilibrio. Seguridad al vuelco (EHE-08.41)

Puesto que los efectos de las acciones sobre la zapata son momentos, la condición de estado límite último de equilibrio puede escribirse como:

$$\gamma_{d,stab}^h M_{d,stab}^h \geq \gamma_{d,dst}^h M_{d,dst}^h$$

Por tanto, va a ser necesario ver qué efecto tiene cada una de las acciones que llegan desde el pilar para poder situarlas a un lado u otro de la comprobación.

- **Zapata Izquierda**

Para el dimensionado de la cimentación, en primer lugar debemos determinar el valor de las acciones sobre la misma. Estas se obtienen a partir de las reacciones en los nudos de los apoyos, ya que las acciones son de igual valor pero de signo contrario. Para simplificar la tarea, y no cambiar los valores obtenidos, se va a modificar el criterio de signos, aplicando el representado en la Figura 2.15.

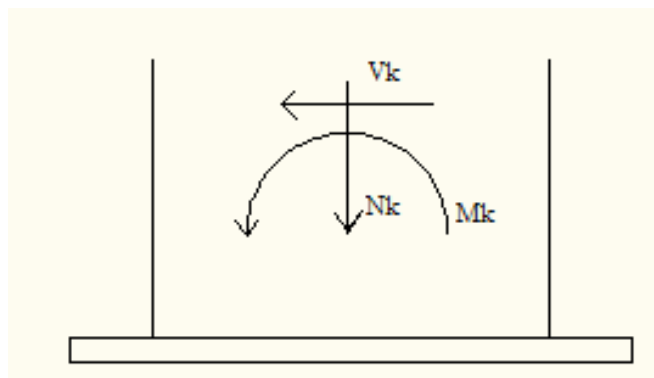


Figura 2.15. Criterio de signos

Por otro lado, debido a la posición del pilar sobre la zapata y con las solicitaciones en la base del pilar de todas las acciones, indicar que el eje de giro del vuelco está en A. No obstante, se analizará también la posibilidad de vuelco en B, por si hubiera que comprobarlo (Figura 2.16).

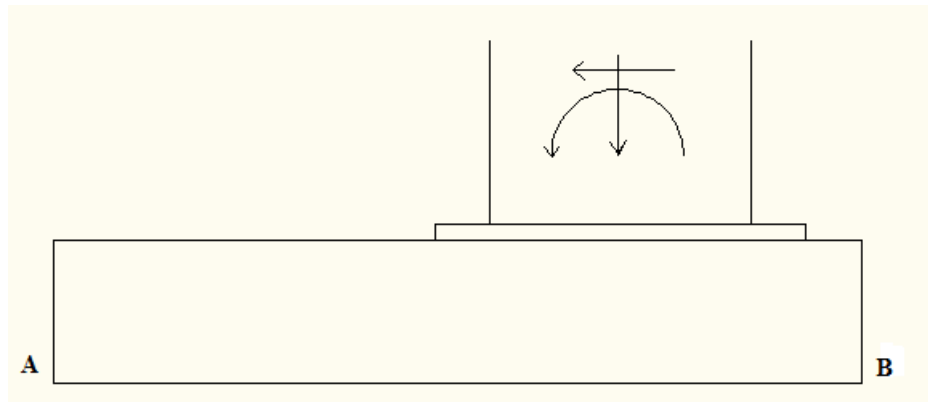


Figura 2.16. Vuelco de la zapata izquierda

En la siguiente Tabla 2.8 se recoge el valor de los esfuerzos sobre la cimentación debidos a cada una de las acciones, el momento de vuelco respecto al punto B y la dimensión mínima de la zapata para que la acción adquiriera un carácter estabilizante.

Carga	Cortante (kN)	Axil (N)	Momento (M)	Punto A max(a) (m)	Punto B M (kN*m)
G	21,79	28,06	66,35	3,763471133	105,603
Q	21,79	28,06	66,35	3,763471133	105,603
N	10,89	14,03	33,17	3,762794013	52,792
V1	-35,841	-28,18	-98,54	5,341479773	-150,5229
V2	-35,841	-27,4	-98,91	5,487113139	-150,3469
V3	-24,31	-0,77	-74,823	126,287013	-97,241
V4	-1,16	-20,821	-28,35	2,111747755	-43,9687
V5	-0,9	-30,745	-45,775	2,215205725	-68,1065
V6	-7,121	-28,194	-41,755	2,408303185	-67,8997
V7	-12,045	-28,193	-50,05	2,859773703	-80,6256
VIP	-2,98	-7,7181	-13,17	2,753873363	-21,25467
VIS	4,5655	11,8	20,15	2,75584322	32,51895
V1+VIP	-38,798	-35,89	-111,72	4,785767623	-171,7612
V2+VIP	-38,825	-35,123	-112,09	4,886217009	-171,6186
V3+VIP	-27,3	-8,4973	-87,998	13,94750215	-118,51611
V4+VIP	-4,1459	-28,53	-41,31	2,278735016	-65,01231
V5+VIP	-10,893	-38,464	-58,949	2,487455803	-95,6775
V6+VIP	-10,1	-35,912	-54,92	2,482412564	-89,1484
V7+VIP	-15,029	-35,911	-63,228	2,837342319	-101,8918

Tabla 2.8. Estudio de vuelco para la zapata izquierda



Para no extenderse demasiado, se van a detallar los cálculos correspondientes a las cargas permanentes y se aportan los valores obtenidos para el resto de acciones. En el punto A, el efecto de la carga permanente G es desestabilizante si:

$$M_{A,G \text{ dst}} > 0$$

$$(M_{k,G} + h V_{k,G}) - N_{k,G} (a - u) = (66,35 + 21,79 \times 0,9) - 28,06 (a - 0,7) \rightarrow a < 3,76 \text{ m}$$

Respecto al punto B, el efecto de la acción es estabilizante si se cumple:

$$M_{B,G \text{ dst}} > 0$$

$$M_{k,G} + h V_{k,G} + N_{k,G} u = 66,35 + 21,79 \times 0,9 + 28,06 \times 0,7 = 105,605 \text{ kN m} > 0$$

Finalizados los cálculos para el resto de acciones, se debe seleccionar la combinación más desfavorable. Observando la tabla, se puede concluir que el efecto del viento es siempre favorable, esto se debe a que todos los estados de viento existentes generan un momento negativo, es decir, un momento de sentido contrario al vuelco. De este modo, se concluye que la combinación más desfavorable es **ELU = 1 G + 1 N**. A esta habrá que sumarle la acción del peso propio de la zapata que es siempre estabilizante.

Se procede a calcular la dimensión de la zapata. Para ello se establece que acciones son estabilizantes y cuales no lo son y, posteriormente, se aplica la siguiente condición:

$$\gamma_{d,stab}^h M_{d,stab}^h \geq \gamma_{d,dst}^h M_{d,dst}^h$$

En la siguiente tabla se indica que acciones son estabilizantes y cuales desestabilizantes.

Acción	Efecto Estabilizante	Efecto desestabilizante
1 P	5,625 a ³ *	
1 G		105,65 – 28,06 a
1 N		52,792 – 14,03 a
Σ		158,39 – 42,09 a

Tabla 2.9. Acciones estabilizantes y desestabilizantes

$$* Pp \times \frac{a}{2} = (a^2 0,5 h) \gamma_h \times \frac{a}{2} = a^2 \times 0,9 \times 25 \times \frac{a}{2} = 11,25 a^3$$

Los coeficientes de seguridad, dependiendo del carácter estabilizante o desestabilizante de la acción, vienen determinados en la tabla 2.1 del CTE DB SE-C (Figura 2.17):

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

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 2.17. Coeficientes de seguridad (CTE DB SE-C)

Por tanto:

$$0,9 \times 5,625 a^3 \geq 1,8 \times (158,395 - 42,09 a) \rightarrow a \geq 2,6 \text{ m}$$

Y las dimensiones son:

$$Z (280, 150, 90)$$

- **Zapata Derecha**

Para el dimensionado de la cimentación derecha, al igual que con la izquierda, en primer lugar debemos determinar el valor de las acciones sobre la misma. Estas se obtienen a partir de las reacciones en los nudos de los apoyos, ya que las acciones son de igual valor pero de signo contrario. Para simplificar la tarea, y no cambiar los valores obtenidos, se va a modificar el criterio de signos, empleando el indicado anteriormente.

Por otro lado, de nuevo, debido a la posición del pilar sobre la zapata y con las solicitaciones en la base del pilar de todas las acciones, indicar que el eje de giro del vuelco está en A. No obstante, se analizará también la posibilidad de vuelco en B, por si fuese necesario comprobarlo (Figura 2.18).

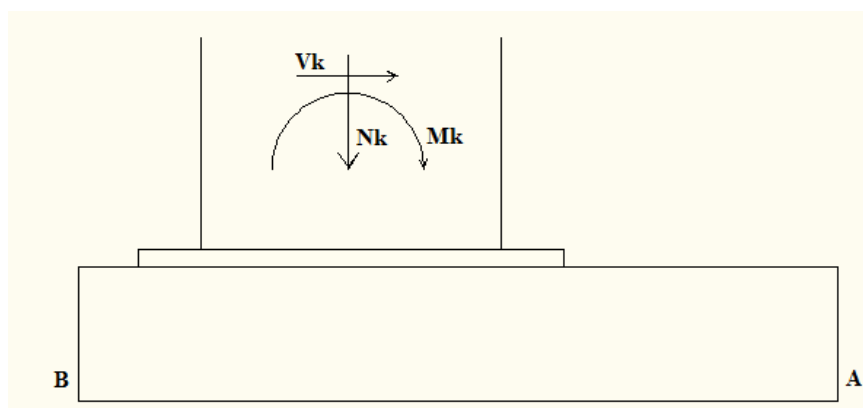


Figura 2.18. Vuelco de la zapata derecha

En la siguiente Tabla 2.10 se recoge el valor de los esfuerzos sobre la cimentación debidas a cada una de las acciones, el momento de vuelco respecto al punto B y la dimensión mínima de la zapata para que la acción adquiriera un carácter de estabilizante.

Carga	Cortante (kN)	Axil (kN)	Momento (kNm)	Punto A max(a) (m)	Punto B M (kN*m)
G	-21,79	28,06	-66,35	3,763471133	-66,319
Q	-21,79	28,06	-66,35	3,763471133	-66,319
N1	-10,89	14,01	-33,34	3,7793005	-33,334
V1	7,55	-23,18	22,28	1,954314064	12,849
V2	7,44	-23,15	21,71	1,927041037	12,201
V3	-8,586	-9,357	-37,34	-4,116436892	-51,6173
V4	0,119	-23,54	19,19	1,519757859	2,8191
V5	7,9	-30,71	46,23	2,43689352	31,843
V6	7,12	-28,16	42,176	2,425284091	28,872
V7	12,045	-28,045	50,05	2,871171332	41,259
VIP	2,98	-7,7	13,28	2,772987013	10,572
VIS	-4,5655	11,79	-20,324	2,772345208	-16,17995
V1+VIP	10,539	-30,898	35,567	2,158091139	23,4235
V2+VIP	10,42	-30,865	34,99	2,137485825	22,7625
V3+VIP	-5,6019	-17,06	-24,064	-1,006079132	-41,04771
V4+VIP	3,1036	-31,25	32,479	1,82871168	13,39724
V5+VIP	10,893	-38,419	59,51	2,504151592	42,4204
V6+VIP	10,1	-35,87	55,461	2,499581823	39,442
V7+VIP	15,029	-35,87	63,733	2,853863953	52,1501

Tabla 2.10. Estudio de vuelco para la zapata derecha

Para no extenderse demasiado, se van a detallar los cálculos correspondientes a las cargas permanentes y se proporcionan los valores obtenidos para el resto de acciones. En el punto A, el efecto de la carga permanente G es desestabilizante si:

$$M_{A,G \text{ dst}} > 0$$

$$(-M_{k,G} - h V_{k,G}) - N_{k,G} (a - u) = (66,35 + 21,79 \times 0,9) - 28,06 (a - 0,7) \rightarrow a < 3,76 \text{ m}$$

Respecto al punto B, el efecto de la acción es estabilizante si se cumple:

$$M_{B,G \text{ dst}} > 0$$

$$M_{k,G} + h V_{k,G} - N_{k,G} u = -66,35 - 21,79 \times 0,9 - 28,06 \times 0,7 = -66,319 \text{ kN m} < 0$$

Finalizados los cálculos para el resto de acciones, se selecciona la combinación más desfavorable. Observando la tabla, se puede concluir que el efecto del viento es siempre favorable, a excepción del V3, esto se debe a que todos los estados de viento existentes generan un momento de sentido contrario al vuelco. Se concluye que la combinación más desfavorable es **ELUV = 1 G + 0,5 N + V3**. A esta habrá que sumarle la acción del peso propio de la zapata, el cual es siempre estabilizante.

Determinada la combinación a emplear, se procede a calcular las dimensiones de la zapata. Para ello se clasifican las acciones en estabilizantes y desestabilizantes y, posteriormente, se aplica la condición:

$$\gamma_{d, \text{stb}}^h M_{d, \text{stb}}^h \geq \gamma_{d, \text{dst}}^h M_{d, \text{dst}}^h$$

En la siguiente tabla se indica la clasificación:

Acción	Efecto Estabilizante	Efecto desestabilizante
1 P	5,625 a ³ *	
1 G		105,65 – 28,06 a
0,5 N		52,948 – 14,01 a
1 V3		38,51 + 9,357 a
Σ		170,587 – 25,708 a

Tabla 2.11. Acciones estabilizantes y desestabilizantes

$$* Pp \times \frac{a}{2} = (a^2 0,5 h) \gamma_h \times \frac{a}{2} = a^2 \times 0,9 \times 25 \times \frac{a}{2} = 11,25 a^3$$

Como se ha indicado antes, los coeficientes de seguridad dependiendo del carácter estabilizante o desestabilizante de la acción vienen determinados en la tabla 2.1 del CTE DB SE-C.



Por tanto:

$$0,9 \times 5,625 a^3 \geq 1,8 \times (170,587 - 25,708 a) \rightarrow a \geq 3,16 \text{ m}$$

Y las dimensiones son:

$$Z (320, 160, 90)$$

2.5.2 E.L.U. de agotamiento del terreno (CTE DB SE- C.4.3)

A continuación se realiza la comprobación de agotamiento del terreno, tal y como se indica en el CTE DB SE-C, para la zapata derecha, cuyas dimensiones son las mayores Z (320, 160, 90).

Esta comprobación se ha realizado para la combinación más desfavorable de este pilar, $ELU = 1 G + 0,5 N + 1 V3$.

Por tanto, las acciones en la base del pilar derecho para esta combinación de cálculo son:

$$M_k^h = 66,35 + 0,5 \times 33,34 + 37,34 = 120,36 \text{ kN m}$$

$$N_k^h = 28,06 + 0,5 \times 14,01 - 9,357 = 25,708 \text{ kN}$$

$$V_k^h = -21,79 - 0,5 \times 10,89 - 8,586 = 35,821 \text{ kN}$$

El peso propio de la cimentación y la excentricidad para $u = 0,7 \text{ m}$ son:

$$P = a b h \gamma_h = 3,20 \times 1,6 \times 0,9 \times 25 = 115,2 \text{ kN}$$

$$\text{exc} = \frac{a}{2} - u = \frac{3,2}{2} - 0,7 = 0,9 \text{ m}$$

Seguidamente se trasladan las acciones a la base de la zapata para ver cómo afectan al terreno las cargas aplicadas.

$$M_{s,k}^h = 120,36 + 35,821 \times 0,5 - 25,708 \times 0,9 = 129,46 \text{ kN m}$$

$$N_{s,k}^h = 25,708 + 115,2 = 140,908 \text{ kN}$$

$$V_{s,k}^h = 35,821 \text{ kN}$$

Determinados los valores de los esfuerzos sobre la zapata, procedemos al cálculo de la tensión transmitida al terreno, debidas a los esfuerzos sin mayorar y al peso propio de la zapata. Esta tensión, de acuerdo al CTE DB SE-C, debe cumplir que:

- La tensión media no supere a la tensión admisible del terreno.
- La tensión máxima no supere en un 25% a la del terreno.
- No se produzcan tracciones ni despegues en la base de la zapata.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{120,36}{3,2 \times 1,6} + \frac{129,46}{\frac{1}{12} \times 3,2^3 \times 1,6} 1,6 = 0,074 \text{ MPa} \leq 1,25 \sigma_{adm} = 0,2 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\sigma_{med} = \frac{N}{A} = \frac{120,36}{3,2 \times 1,6} = 0,0235 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 0,16 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\sigma_{mim} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y = \frac{120,36}{3,2 \times 1,6} - \frac{129,46}{\frac{1}{12} \times 3,2^3 \times 1,6} 1,6 = -0,019 \text{ MPa} \approx 0 \text{ MPa} \geq 0 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

3.5.3 E.L.U. de agotamiento de la cimentación (EHE- 08.58.4.2)

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 la jácena. A estas deben sumarse las acciones del peso propio con el coeficiente de mayoración 1,35.

Tras realizar el análisis de todas las combinaciones, se obtiene que las combinación más desfavorable es la ELU = 1,35 G + 1,5 Q en cualquiera de las dos zapatas, pues los esfuerzos son simétricos.

- **Clasificación: Tipo de zapata**

En la EHE-08.58.2, a efectos de estado límite último de agotamiento, se establece una clasificación de zapatas en función de la relación entre su vuelo máximo y su canto (Figura 2.19).

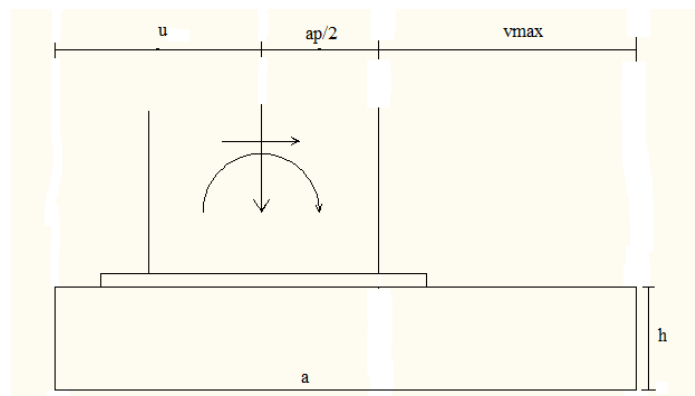


Figura 2.19. Clasificación zapata

$$v_{max} = a - u - a_p = 3,2 - 0,7 - \frac{0,45}{2} = 2,275 \text{ m}$$

$$v_{max} = 2,275 \text{ m} > 2 h = 1,8 \text{ m} \rightarrow \text{Zapata Flexible}$$

- **Acciones y reacciones en el terreno**

En la base del pilar, para la ELU seleccionada, se obtienen los siguientes esfuerzos:

$$M_d^h = 190 \text{ kN m}$$

$$N_d^h = 80 \text{ kN}$$

$$V_d^h = 62,1 \text{ kN}$$

Trasladando estos esfuerzos a la base de la cimentación y sumando el peso propio se calculan las cargas transmitidas al terreno.

$$M_k^h = 190 + 62,1 \times 0,9 - 80 \times 0,9 = 173,89 \text{ kN m}$$

$$N_k^h = 80 + 115,2 = 173,89 \text{ kN}$$

$$V_k^h = 62,1 \text{ kN}$$

- **Flexión. Determinación del armado (EHE-08.58.4.2.1.1)**

La comprobación de este E.L.U. se realiza en una sección de cálculo S1, situada, para pilares metálicos, a una distancia igual a la mitad del vuelo de la placa. Por tanto, la posición de la sección de referencia S1 desde el borde exterior es:

$$y = v_{max} - \frac{v_{placa}}{2} = 2,275 - 0,08 = 2,195 \text{ m}$$

Representando gráficamente (Figura 2.20) el modelo de reacción del terreno y la posición de la sección de referencia ante la hipótesis dada, se puede obtener el estado de cargas del conjunto zapata-terreno.

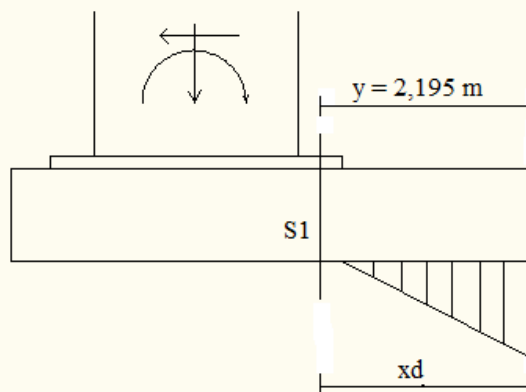


Figura 2.20. Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo

Se calculan los valores característicos del modelo de cálculo. En primer lugar se calcula el valor de la tensión del terreno en la zona de máxima y de mínima compresión:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{195,2}{3,2 \times 1,6} + \frac{173,89}{\frac{1}{12} \times 3,2^3 \times 1,6} \times 1,6 = 101,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y = \frac{195,2}{3,2 \times 1,6} - \frac{173,89}{\frac{1}{12} \times 3,2^3 \times 1,6} \times 1,6 = -25,55 \text{ kN/m}^2$$

Se observa que la cimentación en su base pasa de estar comprimida a estar traccionada. A continuación se procede a calcular el punto en el que las tensiones se igualan a cero, averiguando si se trata de una distribución triangular o trapezoidal:

$$X_d = 3 \left(\frac{a}{2} - e_d^h \right) = 3 \left(\frac{3,2}{2} - 0,9 \right) = 2,1 \text{ m}$$

Se obtiene que la posición de la fibra neutra es coincidente con la sección de referencia. Por tanto, la pieza está comprimida durante toda la sección de referencia S1.

Calculo de A_s longitudinal

Para determinar la cantidad de armadura longitudinal necesaria, debemos conocer los esfuerzos de tracción y compresión a los que se va a ver sometida la cimentación (hormigón) y las futuras armaduras. Para ello, se hace uso del diagrama de interacción momento-axil. En primer lugar se debe determinar el valor de nuestro momento de cálculo, definido como:

$$M_{1d} = \left(\frac{101,85 \times 2,1}{2} - \frac{2 \times 2,1}{3} \times 1,6 \right) - (2,1 \times 1,6 \times 0,9 \times 25 \times 1,05) = 160,17 \text{ kNm}$$

Seguidamente es necesario determinar en qué zona de dimensionamiento nos encontramos. Para ello se halla el valor del momento en x_{lim} y se compara con nuestro momento de cálculo. Además, se establece un recubrimiento mecánico (d') de 80 mm. La EHE-08 define x_{lim} como:

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}$$

La EHE-08 también determina que para un HA-30 y para un acero S275JR:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\lambda = 0,8$$

$$\eta = 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{\frac{500}{1,15}}{200000} = 2,17 \cdot 10^{-3}$$



De este modo:

$$x_{lim} = \frac{0,0035 \cdot 820}{2,17 \cdot 10^{-3} + 0,0035} = 506,17 \text{ mm}$$

Determinado el valor de x_{lim} , se procede a calcular el valor de $M_{1c(xlim)}$:

$$M_{1c(xlim)} = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 1600 \times 506,17 \times \left(820 - \frac{0,8 \times 506,17}{2} \right) = 7501,82 \text{ kN m}$$

$$M_{1d} < M_{1c(xlim)} \rightarrow \text{Zona B (As}' = 0)$$

Enunciando la ecuación de momentos a la altura de la armadura detracción, se obtiene la profundidad de la fibra neutra:

$$160,17 \cdot 10^6 = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 1600 \times \left(820 - \frac{0,8 \cdot x}{2} \right)$$

$$x = 7,65 \text{ mm}$$

De la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene la tracción a la que están sometidos los pernos:

$$N_d = C_c - T_s$$

$$0 = 0,8 \times \frac{30}{1,5} \times 7,65 \times 1600 - T$$

$$T = 195840 \text{ N}$$

Puesto que en zona B la tensión de las armaduras es siempre f_{yd} , la cantidad de armadura necesaria se obtiene como:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{195 \cdot 840}{\frac{500}{1,15}} = 450,43 \text{ mm}^2$$

También se debe calcular la armadura necesaria por cuantía geométrica mínima (ρ), para un acero B500SD, definida en la EHE-08.42.3 como:

$$A_{s,\rho} = \frac{0,9}{1000} \times b \times h = \frac{0,9}{1000} \times 1600 \times 900 = 1296 \text{ mm}^2$$

La armadura necesaria, será el valor máximo de los dos obtenidos.

$$A_s = 1296 \text{ mm}^2$$

A continuación se procede a la distribución del área total necesaria de armadura en redondos de un determinado diámetro. La separación entre barras debe estar comprendida entre 10 y 30 cm ($10 < s_{\Phi} < 30$).

Tras realizar los cálculos pertinentes con diferentes diámetros, se determina que la solución más adecuada es disponer $7\Phi 16$.

$$n_{\Phi} = \frac{A_s}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times \Phi^2} = \frac{1296}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2} = 7 \text{ redondos}$$

$$s_{\Phi} = \frac{b - 2r_{lat}}{n_{\Phi} - 1} = \frac{160 - 2 \times 8}{7 - 1} = 24 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Calculo de A_s transversal

En la dirección transversal, al no existir flexión, la zapata se arma a cuantía geométrica mínima:

$$A_{s,\rho} = \frac{0,9}{1000} \times b \times h = \frac{0,9}{1000} \times 3200 \times 900 = 2592 \text{ mm}^2$$

Sin embargo, en la EHE-08.58.4.2.1, se establece que la armadura transversal se coloca de tal modo que una fracción del área total A_s igual a $2b'/(a'+b')$ se encuentre uniformemente distribuida en una banda central, siendo el resto de armadura uniformemente distribuida en el espacio restante.

$$A'_s = A_s \frac{2b}{a+b} = 2592 \frac{2 \times 160}{160+320} = 1728 \text{ mm}^2 \text{ (bajo el soporte)}$$

$$A''_s = A_s - A'_s = 2592 - 1728 = 864 \text{ mm}^2 \text{ (resto de la zapata)}$$

La armadura bajo el soporte debe distribuirse en una banda de dimensiones:

$$b > a_{pilar} + 2h; 160 > 45 + 2 \times 90 \rightarrow b = 225 \text{ cm}$$

Determinada el área de armadura necesaria y la distribución de la misma, se procede al cálculo del número de redondos necesarios. La separación entre barras debe estar comprendida entre 10 y 30 cm ($10 < s_{\Phi} < 30$).

Tras realizar los cálculos pertinentes con diferentes diámetros, se determina que la solución más adecuada es disponer $13\Phi 16$:

$$n_{\Phi} = \frac{A_s}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times \Phi^2} = \frac{2592}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2} = 13 \text{ redondos}$$



$$s_{\Phi} = \frac{b-2r_{lat}}{n_{\Phi}-1} = \frac{320-2 \times 8}{16-1} = 25,33 \quad \checkmark$$

- ***E.L.U. de anclaje de las armaduras (EHE-08.69.5)***

Establecida la armadura necesaria y el número de redondos, es necesario conocer la longitud de anclaje de los mismos.

Anclaje de las barras longitudinales

La EHE08-69.5.1.2, establece que para unas armaduras en posición I, situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado, la longitud básica de anclaje es:

$$l_{bl} = \max(m \Phi^2 , \frac{f_{yk}}{20} \Phi)$$

$$l_{bl} = \max(1,3 \times 16^2 , \frac{500}{20} \times 16) = (332,8, 400) = 400 \text{ mm}$$

Conocida la longitud básica, se debe determinar la reducción de la misma debido al sistema de anclaje, obteniendo la longitud neta de anclaje $l_{b,neto}$.

$$l_a = l_{b,neto} = l_{bl} \beta \frac{A_s}{A_{s,real}} > \max(10\Phi , 150 \text{ mm} , \frac{l_b}{3})$$

Se calcula la longitud de anclaje neta, considerándose un sistema de anclaje recto:

$$l_{b,neto} = 400 \beta \frac{1296}{4 \times \frac{\pi 16^2}{4}} = 368,33 > \max(250 , 150 \text{ mm} , 258,58) \quad \checkmark$$

Así, finalmente, se establece una prolongación recta, $\beta = 1$, de 368,33 mm. Esta longitud se debe comprobar para los dos supuestos establecidos por la EHE-08.58.4.2.1.1.

1. *La armadura se anclará desde una sección S2, situada a un canto útil d desde la sección S1*

En primer lugar hay que determinar la posición de esta sección 2.

$$v_2 = y - d = 219,5 - 82 = 137,5 \text{ cm}$$

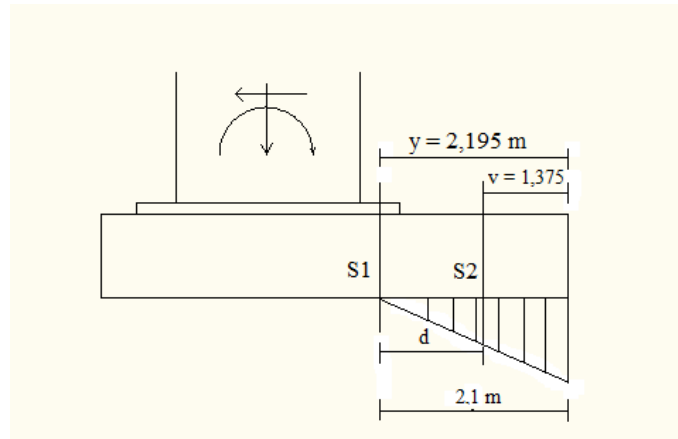


Figura 2.21. Sección de referencia 2

Se comprueba que hay espacio, entre la sección S2 y el borde de la zapata, para anclar las barras por prolongación recta:

$$v_2 - r_{lat} = 1375 - 80 = 1295 \text{ cm} > 668,33 \text{ cm} \quad \checkmark$$

2. La armadura se anclará desde una sección S3, situada a $0,5 h$ del borde, para una fuerza:

$$T_d = R_d \frac{v - \alpha h}{0,85 h} = \frac{M_{d,S3}}{0,85 h}$$

La sección S3 se halla a una distancia $0,5 h$ del borde exterior de la zapata, por tanto $v_3 = 0,5 \times 0,9 = 0,45 \text{ m}$.

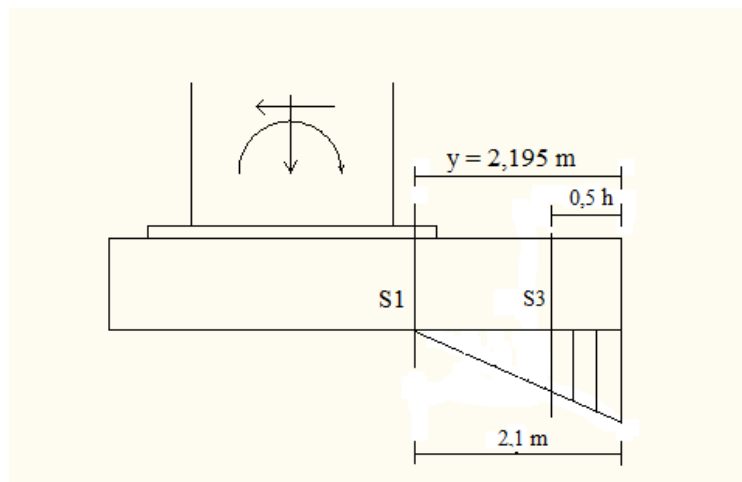


Figura 2.22. Sección de referencia 3

En primer lugar se determina la tensión a la que está sometida esta sección:

$$\sigma_{S3} = \frac{x_d^h - 0,5 h}{x_d^h} \sigma_{\max} = \frac{2,195 - 0,45}{2,195} 101,85 = 80,96 \text{ kN/m}^2$$



Seguidamente, se determina el momento que genera esta tensión respecto a la sección de referencia S1:

$$M_{d,S3} = 80,96 \times 1,6 \times 0,45 \times \left(2,195 - \frac{0,45}{2} \right) + \frac{101,85 - 80,96}{2} \times 0,45 \times 1,6 \times \left(2,195 - 0,453 - 0,45 \times 1,6 \times 0,9 \times 25 \times 2,195 - 0,452 \right) = 98,30 \text{ kNm}$$

Por tanto:

$$T_d = \frac{98,30}{0,85 \times 0,9} = 128,50 \text{ kN}$$

$$l_{b,meta} = l_b \beta \frac{T_d}{A_s f_{yd}} = 400 \times 1 \times \frac{98,30}{7 \times \pi \times \frac{16^2}{4} \times \frac{500}{1,15}} = 84 \text{ mm}$$

Por último se debe comprobar si existe suficiente espacio para realizar el anclaje por prolongación recta:

$$0,5 h - r_{lat} = 400 - 80 = 320 \text{ mm} > 84 \text{ mm} \quad \checkmark$$

- **E.L.U. de cortante (EHE-08.44.2.3)**

En el estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante, es necesario comprobar que se cumple:

$$V_{d2} \leq V_{u2}$$

siendo:

V_{rd} esfuerzo a cortante efectivo.

V_{u2} esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

En primer lugar calculamos el valor del esfuerzo cortante en la Sección de referencia S2. Este posee las siguientes características de posición y dimensiones (Figura 2.23):

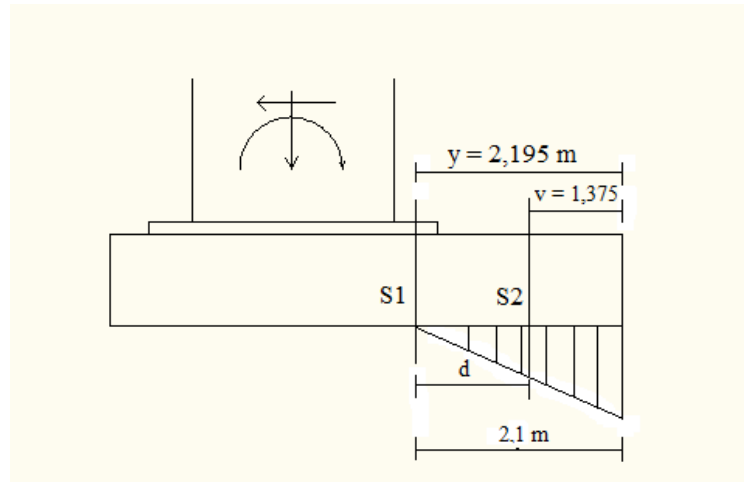


Figura 2.23. Sección de referencia 2 para el cálculo de cortante

$$V_{d2} = 101,85 \times \frac{1,6 \times 2,1}{2} - 25 \times 0,9 \times 1,6 \times 2,195 = 92,088 \text{ kN}$$

Determinado el valor del esfuerzo cortante efectivo, se determina el valor del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{1,5} \xi (100 \rho_1 f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

$$= \left[\frac{0,18}{1,5} \times 1,49 \times (100 \times 0,00107 \times 30)^{\frac{1}{3}} \right] \times 1600 \times 820 = 346263,48 \text{ N}$$

Siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{820}} = 1,49 < 2$$

f_{cv} la resistencia efectiva del hormigón a cortante N/mm^2 de valor $f_{cv} = f_{ck}$

D canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de tracción ($d = 900 - 80 = 820 \text{ mm}$)

ρ_1 cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente.

Con un valor mínimo de:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,075}{1,5} \xi^2 f_{cv}^{\frac{1}{2}} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d = \left[\frac{0,075}{1,5} \times 1,49^2 \times 30^{\frac{1}{2}} \right] \times 1600 \times 820 = 653497 \text{ N}$$

Por tanto:

$$92088 \text{ N} \leq 653497 \text{ N} \quad \checkmark$$



- *E.L.U. de punzonamiento (EHE-08.46.3)*

La resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas concentradas actuando en los losas sin armadura transversal se comprueba utilizando la tensión tangencial nominal τ_{sd} en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada. El área crítica u_1 d se define a una distancia $2d$ desde el perímetro del área cargada.

Si se comprueba la posición del perímetro crítico u_1 , con respecto a la dimensión b de la zapata, se tiene:

$$2d + b_{placa} + 2d = 2 \times 82 + 35 + 2 \times 82 = 363 \text{ cm} > 160 \checkmark$$

No existe punzonamiento pues el perímetro crítico se sale de la zapata.

Capítulo 3

Sistema contraviento

Determinación de esfuerzos

Pórtico de fachada

Dimensionado de la viga a contraviento

Dimensionado del arriostramiento

de fachada lateral

Dimensionado de la viga perimetral



3.1 Determinación de esfuerzos

La principal función del sistema a contraviento es recibir y transmitir a las cimentaciones las acciones de viento que actúan sobre las fachadas frontales. En este caso los esfuerzos sobre los elementos se determinarán mediante la simplificación de los elementos y el uso de expresiones del prontuario.

El modelo estructural es el siguiente:

- Jácena apoyada sobre los pilares del pórtico.
- Pilares empotrados en la base y apoyados en cabeza (apoyo proporcionado por la viga a contraviento).

Por su parte, las acciones se pueden dividir en dos grandes grupos, aquellas que actúan en el plano del pórtico (XZ) sobre la jácena del pórtico de fachada, y las acciones que actúan en el plano perpendicular al pórtico (YZ) sobre los pilares.

3.1.1 Acciones permanentes (G)

Las acciones permanentes (g_{fach}) sobre el pórtico de fachada recaen directamente sobre la jácena y tienen un valor $1,1 \text{ kN/m}^2$.

Esta apoya sobre los cinco pilares del pórtico, produciendo sobre ellos un axil de compresión igual al salto de cortante que se produce en los apoyos de la jácena. Este valor varía según las posición del pilar y la separación entre ellos (s_f) tal y como se muestra en la Figura 3.1.

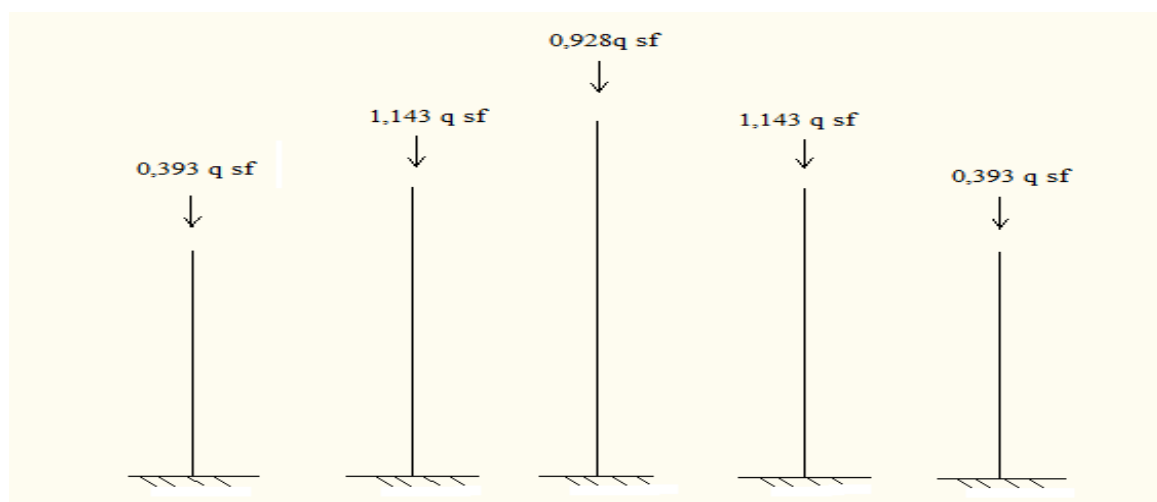


Figura 3.1. Axiles sobre pilares del pórtico de fachada

Sustituyendo en las expresiones anteriores el valor de la carga sobre la jácena y la distancia entre pilares, se determina el valor de los axiles sobre los pilares (Tabla 3.1).

Pilar	Axil (kN)
A y E	$0,393 \times 1,1 \times 6,375 = 2,756$
B y D	$1,143 \times 1,1 \times 6,375 = 8,01$
C	$0,928 \times 1,1 \times 6,375 = 6,5076$

Tabla 3.1. Carga permanente sobre p. fachada

3.1.2 Sobrecarga de uso (Q)

Esta tiene un valor de $q_{fach} = 1,1 \text{ kN/m}^2$ y se distribuyen sobre los pilares de manera similar a las cargas permanentes (Tabla 3.2).

Pilar	Axil (kN)
A y E	$0,393 \times 1,1 \times 6,375 = 2,756$
B y D	$1,143 \times 1,1 \times 6,375 = 8,01$
C	$0,928 \times 1,1 \times 6,375 = 6,5076$

Tabla 3.2. Sobrecarga de uso sobre p. fachada

3.1.3 Nieve (N)

Los axiles que genera la nieve sobre los pilares de fachada son similares a los generados por la carga permanente y por la sobrecarga de uso. En este caso la carga toma un valor de $N_{fach} = 0,5 \text{ kN/m}^2$ (Tabla 3.3).

Pilar	Axil (kN)
A y E	$0,393 \times 0,5 \times 6,375 = 1,2526$
B y D	$1,143 \times 0,5 \times 6,375 = 3,643$
C	$0,928 \times 0,5 \times 6,375 = 2,958$

Tabla 3.3. Carga de nieve sobre p. fachada



3.1.4 Viento (V)

- *Acciones en el plano perpendicular al pórtico (YZ)*

La acción del viento en este plano afecta a todos los pilares de fachada, viéndose sometidos a una carga distribuida que va a generar momentos flectores, axiles, cortantes y desplazamientos.

Se van a considerar todas las acciones que se desarrollen en el plano de fachada frontal, interesando aquella que genere un mayor valor de carga sobre los pilares, bien sea de succión o de presión, pues el mismo es el que provoca los mayores momentos flectores sobre los pilares y los mayores axiles sobre los elementos del sistema a contraviento.

Para determinar la peor situación, se resumen todos los valores de carga sobre los pilares en las siguientes tablas (Tabla 3.4 y Tabla 3.5):

Pilar	VL	VF1	VF2 (port 9)	VIP	VIS
A	-2,41	1,63	0,6993	-0,35	0,5364
B	-3,69	3,27	1,3986	-0,701	1,0729
C	-3,69	3,27	1,3986	-0,701	1,0729
D	-2,93	3,27	1,3986	-0,701	1,0729
E	-1,1475	1,63	0,6993	-0,35	0,5364

Tabla 3.4. Cargas de viento simple (kN/m)

Pilar	VL+VIP	VL+VIS	VF1+VIP	VF1+VIS	VF2+VIP	VF2+VIS
A	-2,76	-1,87	1,28	2,17	1,04	0,1626
B	-4,39	-2,6561	2,5623	4,37	2,0996	0,3257
C	-4,39	-2,6561	2,5623	4,37	2,0996	0,3257
D	-3,63	-1,8571	2,5623	4,37	2,0996	0,3257
E	-1,1475	-0,611	1,28	2,17	1,04	0,1626

Tabla 3.5. Cargas de viento combinado (kN/m)

En la tabla anterior todos los valores de carga están expresados con el signo positivo del eje Y, y se suman atendiendo a este signo. Sin embargo, en el caso del pórtico trasero (VF2), las acciones de VIP y VIS son de signo contrario al expresado.

De estas once situaciones de carga, únicamente se va a desarrollar aquella que transmite una mayor carga al sistema a contraviento, correspondiente a la hipótesis VF1 + VIS. Se ha elegido esta situación porque, a pesar de que la situación VL+VIP es ligeramente superior en algunos pilares a la hipótesis de carga seleccionada, en el resto de pilares es mayor para VF1+VIS.

Determinado el valor de las cargas y suponiendo los pilares empotrados en la base y apoyados en cabeza, se obtiene el valor de los esfuerzos (Tabla 3.6):

	Pilares A y E h = 7 m		Pilares B y D h = 8,2 m		Pilar C h = 9,4 m	
	VF1+VIS	VF2+VIP	VF1+VIS	VF2+VIP	VF1+VIS	VF2+VIP
Axil	--	--	--	--	--	--
$M_{base} = q h^2/8$ (kNm)	13,26	6,37	36,39	17,56	47,82	23,08
M_{cabeza}	--	--	--	--	--	--
$V_{base} = 5/8 q h$ (kN)	9,47	4,55	22,19	10,71	25,43	12,27
$V_{cabeza} = 3/8 q h$ (kN)	5,67	2,73	13,31	6,42	15,26	7,36

Tabla 3.6. Solicitaciones en los pilares del pórtico de fachada

Solicitaciones sobre la viga contraviento (VCV)

Las acciones que el viento ocasiona sobre la viga a contraviento son las que recogen las cabezas de cada uno de los pilares y cuyos valores se han calculado en la 3.6 como el cortante en la cabeza.

Estas cargas son recogidas por los nudos de la viga a contraviento, y canalizadas hasta los apoyos de la misma.

A continuación, se realiza el cálculo de los axiles que sufrirá cada una de las barras para la hipótesis de carga VF1+VIS (Figura 3.2).

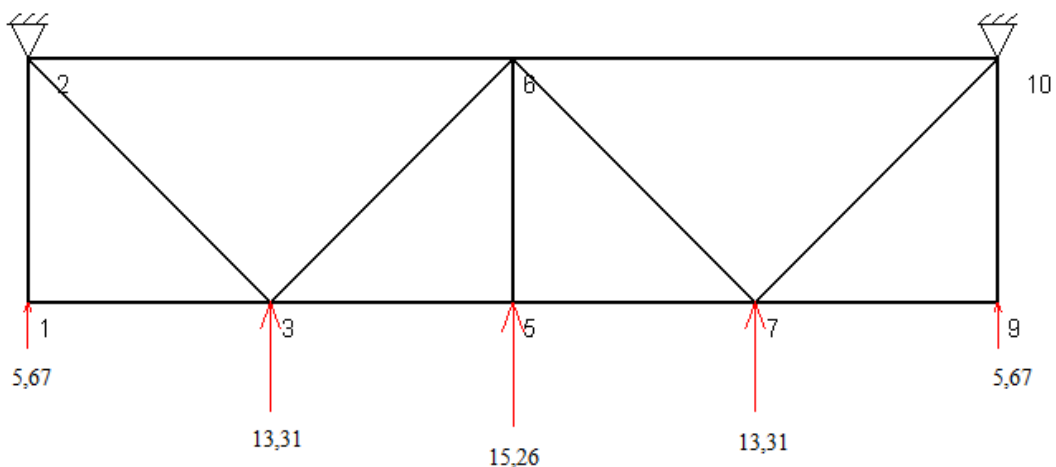


Figura 3.2. Configuración de nudo VCV



En primer lugar se debe proceder al cálculo de las reacciones en los apoyos de la viga:

$$R_1 = R_2 = \frac{2 \times 5,67 + 2 \times 13,31 + 15,26}{2} = 26,61 \text{ kN}$$

Determinado el valor de las reacciones, se puede obtener el valor de los esfuerzos en las distintas barras.

- Nudo 1

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow N_{12} = 5,67 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow N_{13} = 0 \text{ kN}$$

- Nudo 2

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow N_{21} - R_1 + N_{23} \operatorname{sen} \alpha = 0 \rightarrow N_{23} = \frac{26,61 - 5,67}{\operatorname{sen} (40,78)} = 32 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow N_{26} - N_{23} \operatorname{cos} \alpha = 0 \rightarrow N_{26} = 32 \times \operatorname{cos} (40,87) = 24,4 \text{ kN}$$

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left(\frac{5,5}{6,375} \right) = 40,78^\circ$$

- Nudo 3

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow 13,31 + N_{34} \operatorname{sen} \alpha - N_{23} \operatorname{sen} \alpha = 0 \rightarrow N_{34} = \frac{32 \operatorname{sen} (40,78) - 13,31}{\operatorname{sen} (40,78)} = 11,65 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow N_{31} + N_{23} \operatorname{cos} \alpha + N_{34} \operatorname{cos} \alpha - N_{35} = 0 \rightarrow N_{35} = 33 \text{ kN}$$

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left(\frac{5,5}{6,375} \right) = 40,78^\circ$$

- Nudo 5

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow N_{56} = 11,65 \text{ kN}$$

Con finalidad aclaratoria, se realiza un esquema de los esfuerzos en las distintas barras (Figura 3.3):

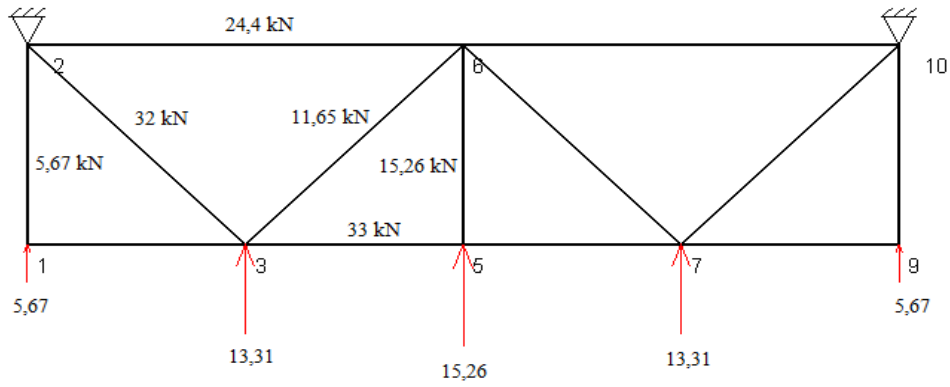


Figura 3.3. Resumen axiles en la hipótesis VF1+VIS

Solicitaciones sobre arriostramiento (CSA)

Calculado el valor de los axiles, se puede determinar el axil máximo al que está sometida la diagonal del arriostramiento lateral:

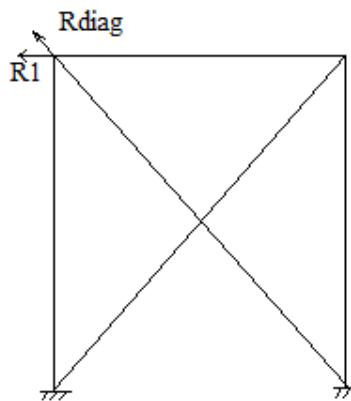


Figura 3.4. Arriostramiento Cruz de San Andrés

Para esta geometría el ángulo de la diagonal es $\beta = 51,84^\circ$. Y por tanto, el axil toma el valor:

$$N_{diag} = \frac{R_1}{\cos\beta} = \frac{26,61 \text{ kN}}{\cos(51,84)} = 43,06 \text{ kN}$$

- *Acciones en el plano del pórtico (XZ)*

La acción de viento en este plano se debe principalmente a la producida en la superficie de cubierta. La hipótesis que ha resultado más desfavorable es la del VF1, cuya distribución de cargas es la siguiente:

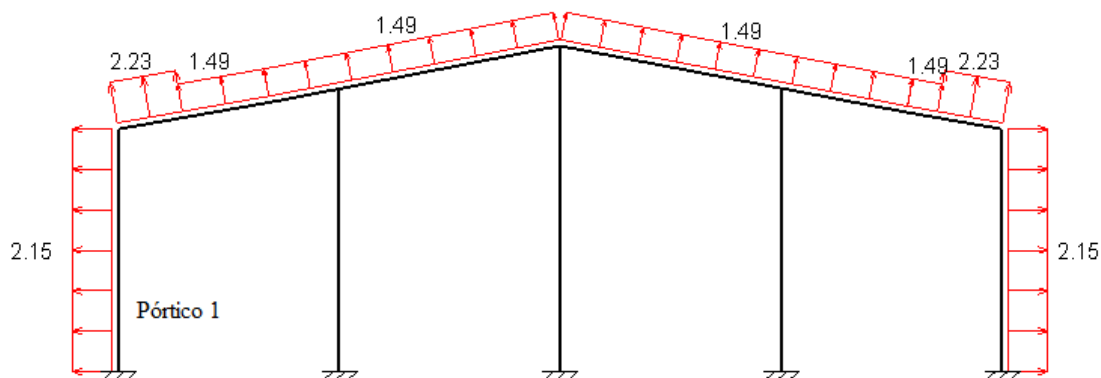


Figura 3.5. Acción de VF en el plano XZ

En este caso, la acción que más interesa es la que se desarrolla sobre las jácenas, que afectará tanto al dimensionado de estos elementos como a los pilares del pórtico de fachada.

Para quedar del lado de la seguridad, se va a considerar que la acción VF1 es una carga uniformemente distribuida de valor constante 2,23 kN/m, por tanto los valores de las acciones sobre las jácenas son:

$$VF1 + VIS = 2,23 - 0,4628 = 1,76 \text{ kN/m}$$

$$VF1 + VIP = 2,23 + 0,3025 = 2,53 \text{ kN/m}$$

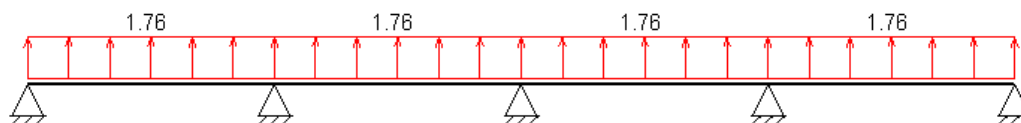


Figura 3.6. Carga de viento sobre la jácena (VF1 + VIS)

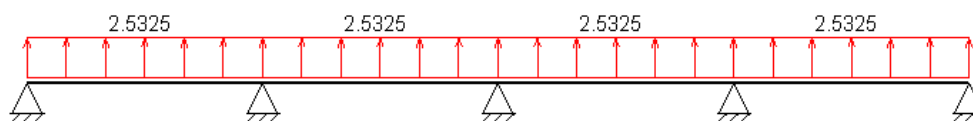


Figura 3.7. Carga de viento sobre la jácena (VF1 + VIP)

3.2 Pórtico de fachada

Este apartado está destinado al dimensionado de los elementos del pórtico de fachada. De este modo, se aborda el cálculo del conjunto de pilares y la jácena.

3.2.1 Dimensionado de los pilares

- ***E.L.S Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)***

En el cálculo del estado límite de servicio de deformación del pilar se van a comprobar los criterios de Integridad y de Apariencia, considerando que en este tipo de edificios el confort del usuario no es relevante.

Criterio de integridad

En el criterio de integridad de los elementos constructivos, debe verificarse que, ante cualquier combinación de acciones característica, la flecha relativa activa es inferior a 1/250.

Cuando se habla de los pilares, las únicas acciones que provocan flechas en ellos son aquellas aplicadas directamente sobre los mismos y en la dirección perpendicular, estas son todas las cargas de viento. Y, como ya sea indicado con anterioridad, entre todos los vientos, el caso más desfavorable es el VF1+VIS, con una carga de 4,37 kN/m.

La flecha máxima producida en un elemento empotrado- apoyado, puede cuantificarse como:

$$f_{max} = \frac{2}{384} \frac{q h^4}{E I_y}$$

A continuación, hallando el momento de inercia estrictamente necesario para verificar el criterio de integridad, se puede determinar el perfil necesario:

$$f_{max} = \frac{2}{384} \frac{q h^4}{E I_y} \leq \frac{h}{250}$$

$$I_y \geq \frac{2}{384} \frac{250}{E} q h^3 = \frac{2}{384} \frac{250}{210000} \frac{4,37}{210000} 9400^3 = 2274,21 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$



Se selecciona un perfil IPE 240, cuyas características se recogen en la siguiente Tabla 3.7:

IPE 240	
A (mm ²)	3910
I _y (mm ⁴)	38,9 10 ⁶
I _t (mm ⁴)	0,12010 ⁶
W _y (mm ³)	324 10 ³
i _y (mm)	99,7
i _z (mm)	2,84
A _V (mm ²)	1910

Tabla 3.7. Propiedades IPE 240

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 casi permanente, el desplome relativo es menor que 1/250. Para las acciones variables en estudio, el coeficiente de combinación vale 0 por lo que, en este caso, no se genera ningún desplome.

- ***E.L.U. Pandeo (CTE DB SE-A 6.3.2)***

Predimensionado el perfil para el E.L.S. de deformación, se procede a determinar el perfil necesario para verificar el E.L.U. de pandeo según lo establecido en el CTE DB SE-A. Si este perfil es superior, será el empleado.

En esta verificación se comprueba que el pilar no supera la tensión crítica de pandeo en el plano del pórtico (XZ) y el plano perpendicular (YZ).

Por tanto, los coeficientes de reducción por pandeo χ deben ser calculados en ambos planos para posteriormente realizar la comprobación de tensiones en el punto más desfavorable del pilar.

Determinación de esfuerzos

La hipótesis de cálculo a considerar en esta comprobación es aquella que genere un mayor valor de momento y un mayor valor de axil. Por ello, se requiere tantear varias combinaciones.

Por un lado, la combinación que genera un mayor axil de compresión es **ELU1 = 1,35 G + 1,5 Q** aunque no habrá momento en el pilar al no existir ninguna carga distribuida sobre él.

Por otro lado, la combinación que genera un mayor valor de momento sobre el pilar es cualquiera con la acción **1,5 (VF1 + VIS)**:

$$ELU2 = 1,35 G + 0,5 1,5 N + 1,5 (VF1 + VIS)$$

$$ELU3 = 1,35 G + 1,5 N + 0,6 1,5 (VF1 + VIS)$$

Para cualquiera de estas combinaciones, las expresiones que se emplean para determinar el valor de los esfuerzos son las siguientes:

$$N_{Ed} = 0,928 q_{d,jácena} S_f$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} q_{d,pilar} h_p^2$$

Por tanto, las cargas y los esfuerzos sobre el pilar para cada una de estas combinaciones son:

- ELU1

$$q_{d,pilar} = 0 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,jácena} = 1,35 \times 1,1 + 1,5 \times 1,1 = 3,135 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 5,916 \times 3,135 = 18,54 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0$$

- ELU2

$$q_{d,pilar} = 1,5 \times 4,37 = 6,5 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,jácena} = 1,35 \times 1,1 + 1,5 \times -1,76 + 1,5 \times 0,5 \times 0,5 = -0,79 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 5,916 \times -0,79 = -4,67 \text{ kN}$$

Esta combinación genera un axil de tracción, por lo que no será estudio de ELU de pandeo.



▪ ELU3

$$q_{d,pilar} = 0,5 \times 6,49 = 3,2475 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,jácena} = 1,35 \times 1,1 + 1,5 \times -1,76 \times 0,5 + 1,5 \times 0,5 = 0,6445 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 5,916 \times 0,6445 = 3,81 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} 3,2475 \times 9,4^2 = 35,86 \text{ kN m}$$

Coeficientes de reducción por pandeo

Para determinar los coeficientes de reducción por pandeo, en primer lugar, hay que abordar el cálculo de los coeficientes β de pandeo para, posteriormente, determinar el valor de las esbelteces mecánicas λ .

Todos estos valores deben calcularse en los dos planos en los que la pieza es susceptible de sufrir pandeo. Además, destacar que, tal y como indica la norma, las características geométricas de los perfiles a tomar serán las correspondientes al plano perpendicular al de pandeo estudiado.

Plano del pórtico XZ

En el plano del pórtico se consigue la intraslacionalidad de los pilares mediante un arriostramiento de la cabeza de los mismos con cruces de San Andrés. Por ello, las condiciones de sustentación son de empotramiento en la base y apoyado en la cabeza, lo que deriva en un coeficiente de pandeo $\beta_z = 0,7$.

Determinada β_z y haciendo uso de la limitación de la esbeltez mecánica, determinamos el perfil necesario.

$$i_z = \frac{\beta L}{2} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,7 \times 9400}{2} \sqrt{\frac{275}{210000}} = 37,89 \rightarrow \text{IPE 360}$$

Puesto que el perfil necesario para el criterio de integridad era muy inferior, lo vamos a reducir disminuyendo la longitud del elemento mediante la introducción de un arriostramiento central, colocado a una altura tal que las esbelteces de los dos tramos se igualen.

$$h_j = h_i + h_s$$

$$\rightarrow h_j = h_i + 0,7 h_i; h_i = \frac{9,4}{1,7} = 5,529 \text{ m}$$

$$\frac{0,7 h_i}{i_z} = \frac{h_s}{i_z}$$

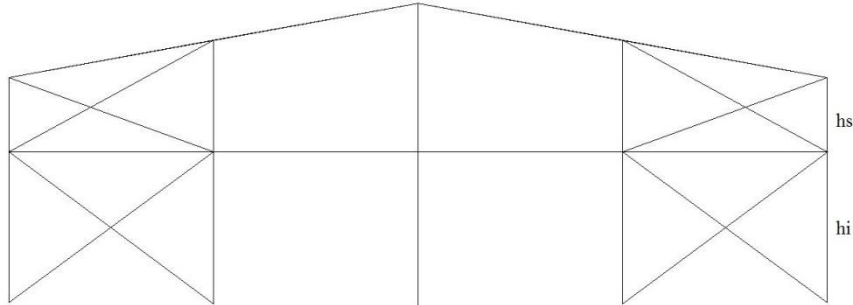


Figura 3.8. Sistema de arriostramiento en fachada

Recalculamos el valor estricto del radio de giro.

$$i_z = \frac{\beta L}{2} \frac{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}{\Pi} = \frac{0,7 \cdot 5530}{2} \frac{\sqrt{\frac{275}{210000}}}{\Pi} = 22,29 \rightarrow \text{IPE 240}$$

Establecido el perfil a emplear, se comienza el cálculo del coeficiente de reducción por pandeo y, para ello, en primer lugar se determina la esbeltez mecánica.

$$\lambda_z = \frac{\beta L}{i_z} \frac{\sqrt{\frac{f_y}{E}}}{\Pi} = \frac{0,7 \cdot 5530}{26,9} \frac{\sqrt{\frac{275}{210000}}}{\Pi} = 1,65 < 2 \quad \checkmark$$

Curva de pandeo:

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1,2$$

\rightarrow Curva b (eje z) $\alpha = 0,34$

$$t_f = 9,8 < 40$$

Con estos datos se calcula el valor de Φ_z y el coeficiente de reducción de pandeo χ_z .

$$\Phi_z = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,5 [1 + 0,34 (1,65 - 0,2) + 1,65^2] = 2,10$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{2,10 + \sqrt{2,10^2 - 1,65^2}} = 0,29 \leq 1 \quad \checkmark$$



Plano perpendicular al pórtico YZ

En el plano perpendicular al pórtico el cálculo es similar pues, debido a la viga perimetral y arriostramiento de fachada, el pilar se puede considerar empotrado en la base y apoyado en la cabeza, considerándose $\beta_y = 0,7$.

Determinada β_y , podemos proceder al cálculo de la esbeltez mecánica, necesaria para el coeficiente de reducción por pandeo.

$$\lambda_y = \frac{\beta L}{i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,7 \cdot 9400}{99,7} \sqrt{\frac{275}{210000}} = 0,76 < 2 \quad \checkmark$$

Curva de pandeo:

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1,2$$

→ Curva a (eje y) $\alpha = 0,21$

$$t_f = 9,8 < 40$$

Con estos datos se calcula el valor de Φ_y y el coeficiente de reducción de pandeo χ_y .

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,21 (0,76 - 0,2) + 0,76^2] = 0,84$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,84 + \sqrt{0,84^2 - 0,76^2}} = 0,8177 \leq 1 \quad \checkmark$$

Coefficientes de interacción

Para poder realizar las comprobaciones de flexocompresión es necesario determinar el valor de los coeficientes de interacción k_y y α_y , el perfil no es susceptible a torsión. Para una sección de clase tres, según la tabla 6.13 del CTE DB SE-A, estos vienen definidos como:

$$k_y = 1 + 0,6 \lambda_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{c,Rd}} = k_y = 1 + 0,6 \times 0,76 \frac{3,81 \cdot 10^3}{0,8177 \times 3910 \times 261,9} = 1$$

$$\alpha_y = 0,8$$

$$\alpha = \frac{M_s \frac{9}{128} q h^2}{M_h \frac{1}{8} q h^2} = -0,5625$$

$$C_{mLT} = 0,1 - 0,8 \times (-0,5625) = 0,55 \geq 0,4 \quad \checkmark$$

Comprobaciones

Finalizados todos los cálculos anteriores, se procede a realizar las comprobaciones pertinentes para las cargas permanentes y las cargas de viento, para un perfil IPE 240:

- Cargas permanentes

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{18,54 \times 10^3}{0,8177 \times 3910 \times \frac{275}{1,05}} = 0,022 \leq 1 \quad \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{18,54 \times 10^3}{0,29 \times 3910 \times \frac{275}{1,05}} = 0,062 \leq 1 \quad \checkmark$$

- Cargas de viento

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + k_y \frac{C_{m,y} M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{3,81 \times 10^3}{0,8177 \times 3910 \times \frac{275}{1,05}} + 1,0 \frac{0,55 \times 35,86 \times 10^6}{\frac{275}{1,05} \times 324 \times 10^3} = 0,2369 \leq 1 \quad \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_{yd}} + \alpha_y \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{3,81 \times 10^3}{0,29 \times 3910 \times \frac{275}{1,05}} + 0,8 \frac{0,55 \times 35,86 \times 10^6}{\frac{275}{1,05} \times 324 \times 10^3} = 0,1987 \leq 1 \quad \checkmark$$

- **E.L.U. Resistencia (CTE DB SE-A 6.2)**

Realizadas todas las comprobaciones anteriores, solo queda comprobar el E.L.U. de resistencia para aquella combinación que produzca el mayor momento y el mayor axil de tracción. Esta combinación es aquella en la que la acción de la carga permanente se considera favorable: **0,8 G + 1,5 (VF1 + VIS)**. Así, los esfuerzos y las cargas en este caso son:

$$Q_{d,pilar} = 1,5 \times 4,33 = 6,495 \text{ kN/m}$$

$$Q_{d,jacena} = 0,8 \times 1,1 + 1,5 \times (-1,7672) = -1,77 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} = 0,928 \times 6,375 \times (-1,77) = -10,47 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \times 9,4^2 \times 6,495 = 71,73 \text{ kN}$$

Y la comprobación de resistencia es:

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

$$\frac{10,47 \cdot 10^3}{3910 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{71,73 \cdot 10^6}{324 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,855 \leq 1 \quad \checkmark$$

3.2.2 Dimensionado de la jácena

El siguiente elemento a dimensionar es la jácena del pórtico de fachada. Este elemento, como se ha explicado anteriormente, es el encargado de recoger las cargas de la cubierta y transmitir las a los pilares. Además también constituye el cordón inferior de la viga a contraviento.

Para el cálculo de la misma esta se va a considerar como una viga continua de tantos apoyos como pilares existan en el pórtico de fachada. Por tanto, en este caso es una viga continua de cinco apoyos (Figura 3.9)

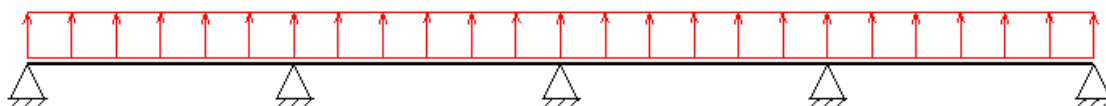


Figura 3.9. Modelización de la jácena del pórtico de fachada

- ***E.L.S Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)***

En el cálculo del estado límite de servicio de deformación de la se van a comprobar los criterios de Integridad y de Apariencia, igual que en el resto de elementos estructurales.

Criterio de integridad

En el criterio de integridad de los elementos constructivos, debe verificarse que, ante cualquier combinación de acciones característica, la flecha relativa activa sea inferior a 1/300.

En esta ocasión, es necesario evaluar las flechas tanto en sentido gravitatorio como las debidas a la succión del viento en las cubiertas. Los valores de carga mayores, que se deben considerar son los siguientes:

$$1 \text{ (VF1 + VIS)} \rightarrow q = 1,7672 \text{ kN/m}$$

$$1 \text{ G} + 1 \text{ (VF1 + VIP)} \rightarrow q = -1,4325 \text{ kN/m}$$

Vemos que en la situación en la que actúa el viento de presión sí hemos tenido en cuenta la acción del peso propio; esto se debe a que la flecha que genera el mismo es de sentido contrario y, por tanto, hay que descontársela. Además se observa que de estas dos situaciones la más desfavorable es la del viento de succión.

La flecha máxima producida en un elemento con la configuración apoyo-empotramiento elástico, puede cuantificarse en:

$$f_{max} = \frac{2,5}{384} \frac{q h^4}{E I_y}$$

A continuación, hallando el momento de inercia estrictamente necesario para verificar el criterio de integridad, se puede determinar el perfil necesario para verificar este E.L.U. satisfactoriamente:

$$f_{max} = \frac{2}{384} \frac{q h^4}{E I_y} \leq \frac{h}{300}$$

$$I_y \geq \frac{2,5}{384} \frac{300}{E} \frac{q h^3}{E} = \frac{2}{384} \frac{300}{E} \frac{1,767 \cdot 6375^3}{210000} = 4,2583 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Seleccionamos un perfil IPE 160, cuyas características se recogen en la siguiente Tabla 3.8:

IPE 160	
A (mm ²)	2010
I _y (mm ⁴)	8,69 10 ⁶
I _t (mm ⁴)	0,0364 10 ⁶
W _y (mm ³)	109 10 ³
i _y (mm)	65,8
i _z (mm)	18,4
A _V (mm ²)	967

Tabla 3.8. Propiedades IPE 160



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 casi permanente, el desplome relativo es mejor que 1/250. Para las acciones variables en estudio, el coeficiente de combinación vale 0 por lo que todas las combinaciones se reducen a G, la cual no genera ningún desplome.

• ***E.L.U. Resistencia (CTE DB SE-A.6.2)***

Esta comprobación se realiza para aquellas combinaciones en las que la jácena que no tenga ningún axil o cuando el axil al que esté sometidas sea de tracción.

Determinación de esfuerzos

Al igual que pasaba en el pilar, se plantea el cálculo de dos combinaciones:

▪ Gravitatorias

En lo referente a cargas gravitatorias, la combinación más desfavorable desde el punto de vista de la flexión es 1,35 G + 1,5 Q. Esta combinación genera una carga uniformemente distribuida sobre la jácena de:

$$q_d = 1,35 \times 1,1 + 1,5 \times 1,1 = 3,135 \text{ kN/m}$$

Esta carga, a su vez, genera los siguientes esfuerzos:

$$M_{Ed} = 0,107 q_d s_f^2 = 0,107 \times 3,135 \times 6,375^2 = 13,63 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0,607 q_d s_f = 0,607 \times 3,135 \times 6,375 = 12,13 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0$$

▪ Gravitatorias con viento:

De este grupo de combinaciones se elige aquella que produzca una mayor succión sobre la jácena. De este modo la combinación a considerar es 0,8 G + 1,5 (VF1 + VIP), la cual genera unas cargas de succión sobre la jácena iguales a:

$$q_d = 0,8 \times 1,1 + 1,5 \times (-2,5325) = -2,91 \text{ kN/m}$$

A partir de este valor de carga podemos determinar el momento y el cortante que actúa sobre el dintel. Sin embargo, para determinar el valor del axil, es necesario resolver la estructura triangulada que constituye la viga a contraviento y determinar el valor del esfuerzo al que está sometido cada barra (Figura 3.10).

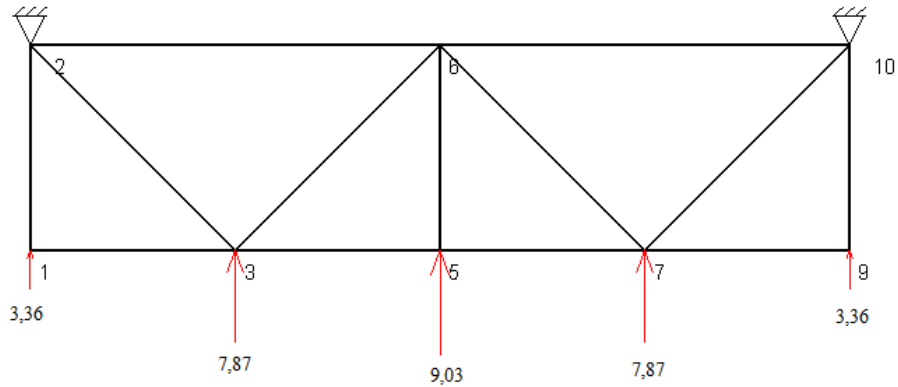


Figura 3.10. Axiles en la jácena de PF en VF1+VIP

En primer lugar se debe proceder al cálculo de las reacciones en los apoyos de la viga:

$$R_1 = R_2 = \frac{2 \times 3,36 + 2 \times 7,87 + 9,03}{2} = 15,745 \text{ kN}$$

Determinado el valor de las reacciones, se puede obtener el valor de los esfuerzo en las distintas barras.

- Nudo 1

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow N_{12} = 3,36 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow N_{13} = 0 \text{ kN}$$

- Nudo 2

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow N_{21} - R_1 + N_{23} \operatorname{sen} \alpha = 0 \rightarrow N_{23} = \frac{15,745 - 3,36}{\operatorname{sen} (40,78)} = 18,96 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow N_{26} - N_{23} \cos \alpha = 0 \rightarrow N_{26} = 18,96 \times \cos (40,78) = 14,35 \text{ kN}$$

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left(\frac{5,5}{6,375} \right) = 40,78^\circ$$

- Nudo 3

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow 13,31 + N_{34} \operatorname{sen} \alpha - N_{23} \operatorname{sen} \alpha = 0 \rightarrow N_{34} = \frac{18,96 \operatorname{sen} (40,78) - 7,87}{\operatorname{sen} (40,78)} = 6,91 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow N_{31} + N_{23} \cos \alpha + N_{34} \cos \alpha - N_{35} = 0 \rightarrow N_{35} = 19,58 \text{ kN}$$

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left(\frac{5,5}{6,375} \right) = 40,78^\circ$$



El valor de los esfuerzos es el siguiente:

$$M_{Ed} = 0,107 q_d s_f^2 = 0,107 \times 2,91 \times 6,375^2 = 112,65 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0,607 q_d s_f = 0,607 \times 2,91 \times 6,375 = 11,26 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 19,58 \text{ kN}$$

Comprobaciones

- Gravitatorias

En primer lugar, se comprueba la resistencia de la sección a corte:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 967 \frac{261,9}{\sqrt{3}} = 146,218 \text{ kN} > V_{Ed} = 12,13 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Cumpléndose que:

$$V_{Ed} > 0,5 V_{c,Rd}$$

$$12,13 \text{ kN} > 0,5 \times 146,218 \text{ kN} = 73,10 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Seguidamente determinamos si el perfil también resiste la flexión compuesta:

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

$$\frac{13,63 \cdot 10^6}{109 \cdot 10^3 \times \frac{275}{1,05}} = 0,477 \leq 1 \quad \checkmark$$

- Gravitatorias con viento

Al igual que con las gravitatorias, en primer lugar, se comprueba la resistencia de la sección a corte:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 967 \frac{261,9}{\sqrt{3}} = 146,218 \text{ kN} > V_{Ed} = 11,26 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Debe verificarse:

$$V_{Ed} > 0,5 V_{c,Rd}$$

$$11,26 \text{ kN} > 0,5 \times 146,218 \text{ kN} = 73,10 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Seguidamente determinamos si el perfil también resiste la flexión compuesta:

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

$$\frac{19,58 \cdot 10^3}{2010 \cdot \frac{275}{1,05}} + \frac{13,63 \cdot 10^6}{109 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} = 0,48 \leq 1 \quad \checkmark$$

- ***E.L.U. Pandeo (CTE DB SE-A 6.3.2)***

En último lugar, se procede a determinar si el perfil IPE 160 verifica el E.L.U. de pandeo según lo establecido en el CTE DB SE-A.

En esta verificación se debe comprobar que la jácena no es sometida a una tensión superior a la tensión crítica de pandeo en ninguno de los dos planos fundamentales de trabajo, el plano del pórtico (XZ) y el plano perpendicular (YZ).

Así, se deben calcular los coeficientes de reducción por pandeo χ en ambos planos y posteriormente realizar la comprobación de tensiones en el punto más desfavorable del pilar.

Determinación de esfuerzos

Se van a calcular dos hipótesis, la que genera un mayor axil de compresión sobre la jácena y la que genera una mayor flexión:

$$\mathbf{ELU1 = 0,8 G + 1,5 (VF1 + VIS)} \text{ (mayor axil)}$$

$$\mathbf{ELU2 = 0,8 G + 1,5 (VF1 + VIP)} \text{ (mayor momento)}$$

Por tanto, las cargas y los esfuerzos sobre el pilar para cada una de estas combinaciones son:

- ELU1

$$q_d = -1,77 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 0,107 q_d s_f^2 = 0,107 \times (-1,77) \times 6,375^2 = -7,69 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0,607 q_d s_f = 0,607 \times (-1,77) \times 6,375 = -6,85 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 49,5 \text{ kN}$$

- ELU2



$$q_d = -2,91 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 0,107 q_d s_f^2 = 0,107 \times (-2,91) \times 6,375^2 = -12,65 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 0,607 q_d s_f = 0,607 \times (-2,91) \times 6,375 = -11,26 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 29,37 \text{ kN}$$

Coeficientes de reducción por pandeo

Para determinar los coeficientes de reducción por pandeo, hay que abordar el cálculo para determinar los coeficientes β de pandeo para, posteriormente, determinar el valor de las esbelteces mecánicas λ .

Todos estos valores deben calcularse en los dos planos en los que la pieza puede sufrir pandeo. Las características geométricas de los perfiles a tomar serán las correspondientes al plano perpendicular al de pandeo estudiado.

Plano del pórtico XZ

En el plano del pórtico, las condiciones de sustentación son de empotramiento elástico en ambos extremos. Por ello, no hay posibilidad de movimiento relativo entre apoyos y $\beta_y = 1$.

Determinada β_y , podemos proceder al cálculo de la esbeltez mecánica, necesaria para el coeficiente de reducción por pandeo.

$$\lambda_y = \frac{\beta L}{i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1 \cdot 6375}{65,8} \sqrt{\frac{275}{210000}} = 1,11 < 2 \quad \checkmark$$

Curva de pandeo:

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2$$

→ Curva a (eje y) $\alpha = 0,21$

$$t_f = 7,4 < 40$$

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

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,21 (1,11 - 0,2) + 1,11^2] = 1,2116$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{1,2116 + \sqrt{1,2116^2 - 1,11^2}} = 0,5911 \leq 1 \quad \checkmark$$

Plano perpendicular al pórtico YZ

En el plano perpendicular al pórtico la jácena tiene completamente impedido el pandeo por efecto de las correas que la arriostran a distancias pequeñas y regulares (1,5 metros). Por este motivo $\beta_z = 0$.

Determinada β_z , directamente podemos asegurar que χ_z toma un valor igual a la unidad.

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 1$$

Coefficientes de interacción

Para poder realizar las comprobaciones de flexocompresión es necesario determinar el valor de los coeficientes de interacción k_y y $k_{y,LT}$. Para una sección de clase tres, según la tabla 6.13 del CTE DB SE-A, estos vienen definidos como:

- ELU1

$$k_y = 1 + 0,6 \lambda_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{c,Rd}} = k_y = 1 + 0,6 \times 1,11 \frac{49,5 \cdot 10^3}{0,59 \times 2010 \times \frac{275}{1,05}} = 1,10$$

$$k_{y,LT} = 1$$

- ELU2

$$k_y = 1 + 0,6 \lambda_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{c,Rd}} = k_y = 1 + 0,6 \times 1,11 \frac{29,37 \cdot 10^3}{0,59 \times 2010 \times \frac{275}{1,05}} = 1,06$$

$$k_{y,LT} = 1$$

$$\alpha = \frac{M_s - 0,107}{M_h - 0,077} = -0,7196$$

$$C_{mLT} = 0,1 - 0,8 \times (-0,7196) = 0,676 \geq 0,4 \quad \checkmark$$



Coeficientes de reducción por pandeo lateral

Debido a que el pandeo lateral está impedido por la existencia de las correas:

$$\chi_{LT} = 1$$

Comprobaciones

Determinados todos los valores anteriores, se realizan las comprobaciones pertinentes para un perfil IPE 160:

- ELU1

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + k_y \frac{C_{m,y} M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{49,5 \times 10^3}{0,5911 \times 2010 \times \frac{275}{1,05}} + 1,1 \frac{0,676 \times 7,69 \times 10^6}{1 \times \frac{275}{1,05} \times 109 \times 10^3} = 0,3593 \leq 1 \quad \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_{yd}} + k_{y,LT} \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{49,5 \times 10^3}{1 \times 6260 \times \frac{275}{1,05}} + 1,06 \frac{7,69 \times 10^6}{1 \times \frac{275}{1,05} \times 109 \times 10^3} = 0,36 \leq 1 \quad \checkmark$$

- ELU2

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + k_y \frac{C_{m,y} M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{29,37 \times 10^3}{0,5911 \times 2010 \times \frac{275}{1,05}} + 1,1 \frac{0,676 \times 12,65 \times 10^6}{1 \times \frac{275}{1,05} \times 109 \times 10^3} = 0,36 \leq 1 \quad \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_{yd}} + k_{y,LT} \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{\chi_{LT} f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{29,37 \times 10^3}{1 \times 6260 \times \frac{275}{1,05}} + 1,06 \frac{12,65 \times 10^6}{1 \times \frac{275}{1,05} \times 109 \times 10^3} = 0,497 \leq 1 \quad \checkmark$$

3.2.3 Dimensionado de las placas de anclaje

Una vez dimensionado el pórtico de fachada, se procede al cálculo de las placas de anclaje que unirán los pilares con la zapata.

Tras calcular todas las combinaciones de acciones posibles, se determina que la más comprometida desde el punto de vista de cálculo de placa de anclaje es **1,35 G + 0,5 1,5 N + 1,5 (VF1+ VIS)** (Tabla 3.9):

Esfuerzo	Esfuerzo base pilar
M_{Ed} (kN m)	71,33
N_{Ed} (kN)	-4,67
V_{Ed} (kN)	38,15

Tabla 3.9. Esfuerzos en la base del pilar

- **Predimensionado**

Para el predimensionamiento se aplica el criterio de dar un vuelo de 160 mm en la dirección en la que se produce la flexión(a) y de 80 mm en la dirección ortogonal (b). Por otro lado, se establece que los pernos se sitúan a una distancia (d') de 60 mm del borde de la placa y a 40 mm en la dirección perpendicular (Figura 3.11).

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

$$b = 80 + b_p + 80 = 80 + 120 + 80 = 280 \text{ mm}$$

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

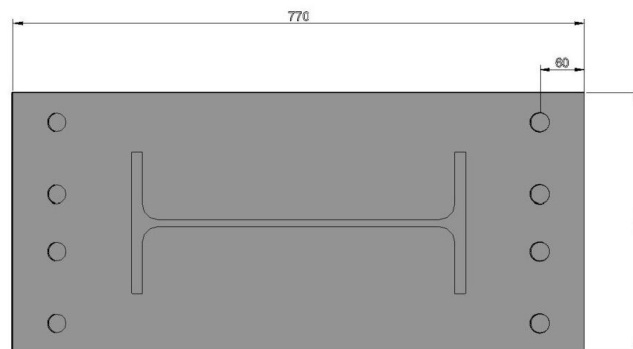


Figura 3.11. Predimensionado placa de anclaje p. fachada



- ***E.L.U. de agotamiento en el apoyo***

En primer lugar se determina el valor de la resistencia de cálculo de la unión, considerando que tanto el coeficiente de junta (β_j) como el factor de concentración (K_j), toman el valor de la unidad:

$$f_{jd} = \beta_j K_j f_{jd} \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Para resolver los diferentes E.L.U.s es necesario plantear la ecuaciones de equilibrio que, finalmente, nos permitan determinar la tracción a la se encuentran sometidos los pernos. La ecuación de fuerzas verticales es la siguiente:

$$N_d = C_c + C_s - T_s$$

Se procede a calcular el valor de la compresión a la que está sometido el hormigón, para ello se hace uso del diagrama de interacción momento-axil. En primer lugar se debe determinar el valor de nuestro momento de cálculo, definido como:

$$M_{1d} = M_d + N_d (y_b - d') = 71,33 - 4,67 (0,28 - 0,06) = 70,70 \text{ kN m}$$

Seguidamente, es necesario determinar en qué zona de dimensionamiento nos encontramos. Para ello se halla el valor del momento en x_{lim} y se compara con nuestro momento de cálculo. La EHE-08 determina x_{lim} como:

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}$$

La EHE-08 también determina que para un HA-30 y para un acero S275JR:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\lambda = 0,8$$

$$\eta = 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{275}{210000} = 1,25 \cdot 10^{-3}$$

De este modo:

$$x_{lim} = \frac{0,0035 \cdot 500}{1,25 \cdot 10^{-3} + 0,0035} = 368,42 \text{ mm}$$

Determinado el valor de x_{lim} , se procede a calcular el valor de $M_{1c(xlim)}$ y a compararlo:

$$M_{1c(xlim)} = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 280 \times 5368,42 \times \left(500 - 60 - \frac{0,8 \times 368,42}{2} \right) = 582,02 \text{ kN m}$$

$$M_{1d} < M_{1c(xlim)} \rightarrow \text{Zona B (As}' = 0)$$

Enunciando la ecuación de momentos a la altura de la armadura de tracción, se obtiene la profundidad de la fibra neutra:

$$70,70 \cdot 10^6 = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 280 \times \left(500 - \frac{0,8 \cdot x}{2} \right)$$

$$x = 32,40 \text{ mm}$$

Debe verificarse que:

$$x < \frac{a}{4}; 32,40 \text{ mm} < \frac{560}{4} = 140 \quad \checkmark$$

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

$$N_d = C_c - T_s$$

$$-4,67 \cdot 10^3 = 0,8 \times \frac{30}{1,5} \times 32,40 \times 280 - T$$

$$T = 149822 \text{ N}$$

- ***E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión***

El objetivo de este apartado es determinar el espesor mínimo de la placa de anclaje capaz de verificar el E.L.U. de agotamiento.

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

Para esta comprobación, es necesario conocer los momentos que producen la compresión del hormigón y la tracción de los pernos en los dos puntos más sensibles de la placa, es decir, los puntos donde se produce el encuentro placa-pilar.

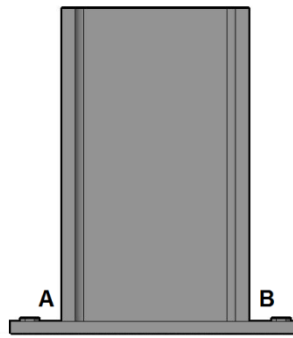


Figura 3.12. Alzado placa de anclaje

El momento en el punto A, que es el encuentro del pilar con la placa en la zona comprimida (izquierda Figura 3.12), es:

$$M_{AA'} = \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 280 \times 32,40 \times \left(160 - \frac{0,8 \times 32,40}{2}\right) = 21,07 \text{ kN m}$$

El momento en el punto B, correspondiente a la zona traccionada (derecha Figura 3.12), es:

$$M_{BB'} = 149822 \times (160 - 60) = 14,98 \text{ kN m}$$

Finalmente la comprobación del E.L.U. se realiza para la sección más solicitada:

$$M_{Ed} = 21,07 \text{ kN m}$$

Seguidamente se debe calcular el momento de inercia de la sección de la placa respecto a su centro de gravedad, necesario para poder determinar el módulo resistente (W_x). Este se obtiene dividiendo la inercia entre la distancia hasta la fibra comprimida o traccionada más alejada:

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

El espesor mínimo es aquel que verifique:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{M_{Ed}}{W f_{yd}} \leq 1 \rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 M}{b f_{yd}}} = \sqrt{\frac{6 \times 21,07 \cdot 10^6}{280 \times 261,9}} = 41,52 \text{ mm}$$

Puesto que el espesor máximo de placa de anclaje es 35 mm, es necesario colocar cartelas que reduzcan el espesor necesario. Se introducen dos cartelas (560, 150, 15) y se adopta un espesor de 25 mm en la placa. A continuación se adjunta un esquema de la nueva geometría (Figura 3.13):

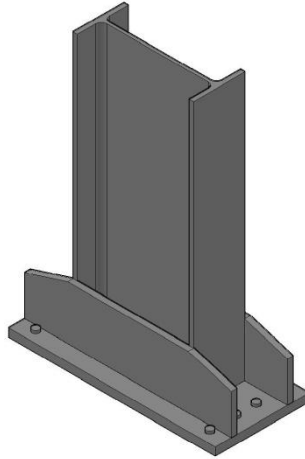


Figura 3.13. Placa de anclaje con cartelas

Determinada la nueva geometría, se calculan las características mecánicas de la sección:

$$A = 25 \times 280 + 2 \times 150 \times 15 = 11500 \text{ mm}^2$$

$$Y_G = \frac{7000 \times 12,5 + 4500 (25+75)}{11500} = 46,73 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 280 \times 25^3 + 2 \times \frac{1}{12} \times 150 \times 150^3 + 7000 (46,73 - 12,5)^2 + 4500 \times (100 - 46,73)^2 = 293551,68 \text{ mm}^4$$

Por último, se calculan los módulos resistentes y se selecciona el menor:

$$W_{\text{sup}} = \frac{I}{h - y_g} = \frac{293551,68}{175 - 46,73} = 232116 \text{ mm}^3$$

$$W_{\text{inf}} = \frac{I}{y_g} = \frac{293551,68}{46,73} = 637139 \text{ mm}^3$$

- ***E.L.U. de agotamiento con cartelas***

El área portante de la placa de anclaje con cartelas en el caso de flexión compuesta tiene el aspecto que se muestra en la Figura 3.14. Se observa que el ancho portante de la placa b' , no es completamente el b ancho de la placa, sino que únicamente colaboran las proximidades de las cartelas.

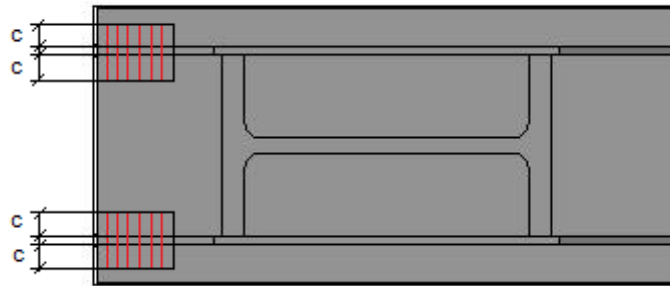


Figura 3.14. Área portante de la sección con cartelas

Para determinar el ancho portante se debe calcular primero la anchura suplementaria en el apoyo c:

$$c = e \left(\frac{f_{yd}}{3 f_{jd}} \right)^{\frac{1}{2}} = 25 \left(\frac{261,9}{3 \times 20} \right)^{\frac{1}{2}} = 52,23 \text{ mm}$$

Por tanto:

$$b' = 2 (c + e_c + c) = 238,92 \text{ mm}$$

Además, si se incumple alguna de las siguientes tres condiciones, el ancho portante será inferior al calculado:

$$b' = 290,71 \text{ mm} > \begin{cases} 2c + 2e_c + b_p = 2 \times 52,23 + 2 \times 15 + 120 = 299,46 \text{ mm} \\ 2c + (b - b_p) = 2 \times 52,23 + (280 - 120) = 264,46 \text{ mm} \\ b = 280 \text{ mm} \end{cases}$$

Finalmente, el ancho portante es $b' = 238,92 \text{ mm}$. Al ser modificado el ancho portante de la placa, se debe comprobar de nuevo el agotamiento en el apoyo. Enunciando la ecuación de momentos a la altura de la armadura de tracción, se obtiene la nueva profundidad de la fibra neutra:

$$70,70 \cdot 10^6 = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 238,92 \times \left(500 - \frac{0,8 x}{2} \right)$$

$$x = 38,15 \text{ mm}$$

Debe cumplirse que:

$$x < \frac{a}{4}; 38,15 \text{ mm} < \frac{560}{4} = 140 \quad \checkmark$$

Como se realizado anteriormente, de la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene la tracción de los pernos:

$$N_d = C_c - T_s$$

$$-4,67 \cdot 10^3 = 0,8 \times \frac{30}{1,5} \times 38,15 \times 238,92 - T$$

$$T = 150506 \text{ N}$$

Se calculan nuevamente los momentos debidos a la compresión del hormigón y a la tracción de los pernos en los puntos donde se produce el encuentro placa-pilar.

El momento en el punto A, que es el encuentro del pilar con la placa en la zona comprimida (Figura 3.13), es:

$$M_{AA'} = \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 238,92 \times 38,15 \times \left(160 - \frac{0,8 \cdot 38,15}{2}\right) = 21,10 \text{ kN m}$$

El momento en el punto B (Figura 3.13), correspondiente a la zona traccionada, es:

$$M_{BB'} = 150506 \times (160 - 60) = 15,05 \text{ kN m}$$

Por tanto, la comprobación del E.L.U. se realiza en la sección más solicitada:

$$M_{Ed} = 21,10 \text{ kN m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{W f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{21,10 \cdot 10^6}{232116,25 \times 261,9} = 0,34 \leq 1 \quad \checkmark$$

- ***E.L.U. de agotamiento de los pernos a tracción***

Una vez verificado el E.L.U. de agotamiento de la placa a flexión, se procede a comprobar cómo se comporta el acero de los pernos y, para ello, en primer lugar se determina el número de pernos que se necesitan.

Para ello se calcula la deformación existente en los pernos (ε_s) y se compara con la deformación de referencia ε_y , para determinar si los pernos se encuentran en régimen plástico o elástico. Posteriormente determinamos el valor de la tensión a la que están sometidos los mismos:

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \varepsilon_{cu} = \frac{710-109,51}{109,51} \cdot 0,0035 = 0,019 > \varepsilon_y \rightarrow \sigma_s = f_{yd}$$

Los pernos están plastificados, y trabajan a una tensión de $261,9 \text{ N/mm}^2$.



A continuación se determina el número de pernos que es capaz de aguantar toda la tracción T_d . Para hallar el número de pernos en primer lugar se debe determinar el área total de armadura necesaria:

$$T_d = A_s \times \sigma_s \rightarrow A_s = \frac{T_d}{\sigma_s} = \frac{150506}{261,9} = 574,67 \text{ mm}^2$$

Se van a colocar pernos roscados, que serán mecanizados para poder colocar la tuerca, por tanto el área real del perno se reducirá al 80% del área nominal del perno. En estas condiciones se procede a calcular el número de pernos, eligiendo un diámetro de 20 mm:

$$n\Phi = \frac{A_s}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times \Phi^2} = \frac{574,67}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times 20^2} = 3 \text{ pernos}$$

Así, la solución es colocar 3 pernos de 20 mm ($3\Phi 20$).

- ***E.L.U. de agotamiento de los pernos a cortante (CTE DB SE-A. 8.8.1.6)***

Se comprueba si la resistencia a tracción de los pernos es mayor que el esfuerzo a cortante:

$$T_d \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$
$$150506 \text{ N} \leq F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 410 \times 3 \times 0,8 \times \frac{\pi 20^2}{4}}{1,25} = 222575 \text{ N} \quad \checkmark$$

La resistencia a cortante de un perno de anclaje es:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{(0,44 - 0,0003 \times 261,9) \times 410 \times 0,8 \times \frac{\pi 20^2}{4}}{1,25} = 29,79 \text{ N}$$

El esfuerzo de cortadura V_{Ed} , debe ser menos que la resistencia a cortadura de la unión $F_{v,Rd}$:

$$F_{v,Rd} = F_{t,Rd} + n F_{vb,Rd} = 0,2 \times 4670 + 6 \times 29794,62 = 177833 \text{ N}$$

$$V_{Ed} = 38150 \text{ N} \leq F_{v,Rd} = 177833 \text{ N} \quad \checkmark$$

Por último se calcula la interacción Tracción-Cortadura:

$$\frac{V_{Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{T_d}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$
$$\frac{38150}{177833,72} + \frac{150506}{1,4 \times 222575} = 0,69 \leq 1 \quad \checkmark$$

- ***E.L.U. de anclaje de los pernos***

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

$$l_a = l_{b,meta} = l_{bl} \beta \frac{A_s}{A_{s,real}} > \max(10\Phi, 150 \text{ mm}, \frac{l_b}{3})$$

La longitud de anclaje neta considerando un sistema de anclaje recto es:

$$l_{b,meta} = \frac{20}{4} \frac{261,9}{\frac{0,36 \sqrt{30}}{1,5}} 1 \frac{574,67}{3 \times \frac{\pi 20^2}{4}} = 607,40 > \max(250, 150 \text{ mm}, 258,58)$$

Se establece una prolongación recta de 610 mm.

3.2.4 Dimensionado de las cimentaciones

En este apartado se calculan las zapatas de los pórticos de fachada. Los datos de partida son el perfil IPE 240 empleado en el pilar y la placa de dimensiones (560, 280, 25).

Se van a considerar zapatas centradas y con un canto similar al de las zapatas del pórtico interior de 0,9 m. El hecho de que las zapatas sean centradas se debe a que los momentos pueden variar según el viento sople en una u otra dirección.

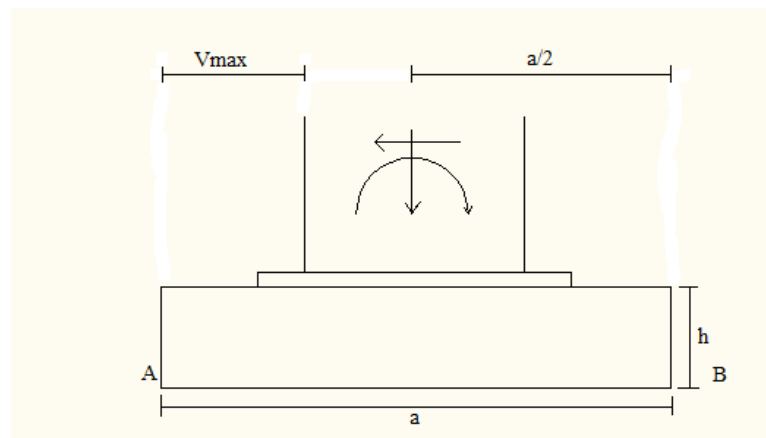


Figura 3.15. Vuelco de la zapata del pilar central

- ***E.L.U. de equilibrio. Seguridad al vuelco (EHE-08.41)***

Puesto que los efectos de las acciones sobre la zapata son momentos, la condición de estado límite último de equilibrio puede escribirse como:

$$\gamma_{d,stab}^h M_{d,stab}^h \geq \gamma_{d,dst}^h M_{d,dst}^h$$

Va a ser necesario ver qué efecto tiene cada una de las acciones que llegan desde el pilar, para poder situarlas a un lado u otro de la comprobación.

Para ello, en primer lugar, debemos determinar el valor de las acciones sobre la misma. Estas se obtienen considerando el pilar como empotrado-apoyado y son las siguientes:

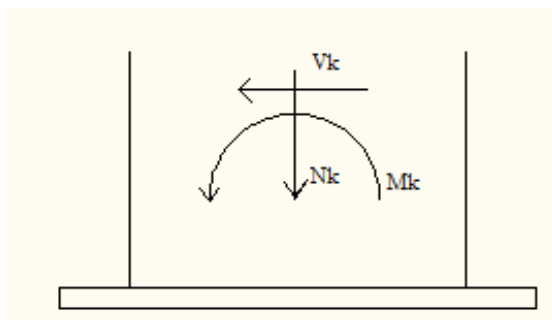


Figura 3.16. Criterio de signos

En la Tabla 3.10 se recogen los valores de los esfuerzos sobre la cimentación provocados por cada una de las acciones.

Acción	Carga Jácena (kN/m)	Carga Pilar (kN/m)	N (kN) $N_{Ed} = 0,928 q_{jac} sf$	M (kNm) $M_{Ed} = q_{pilar} h_p^2/8$	V(kN) $V_{Ed} = 5 q_{pilar} h_p/8$
G	1,1	0	6,50	--	--
Q	1,1	0	6,50	--	--
N	0,5	0	2,95	--	--
VF1+ VIP	2,5325	3,26 - 0,701	- 14,98	28,26	15,03
VF1+ VIS	1,7672	3,26 + 1,07	- 10,54	43,74	25,43
VL+ VIP	0,90 + 0,3025	- 3,73 - 0,701	- 7,099	- 45,626	- 26,03
VL+ VIS	0,90 - 0,4628	- 3,73 + 1,07	- 2,6	- 29,37	- 15,62
VF1	2,23	3,26	-13,19	36	19,15
VL	0,90	- 3,73	-5,32	- 41,19	-21,91

Tabla 3.10. Esfuerzos a los que está sometida zapata

Finalizados los cálculos para todas las acciones, se debe seleccionar la combinación más desfavorable. Para ello, se analiza cual es el efecto de las mismas en la base del pilar trasladando los momentos a los puntos A y B.

- Acciones gravitatorias

En este caso, el cálculo es muy sencillo, pues únicamente existen axiles en el sentido gravitatorio, lo que implica que las acciones provocan un momento estabilizante respecto a ambos puntos.

$$M_{A-B,dst} > 0 ; (M_k + h V_k) - N_k (a/2) > 0$$

Se determina el valor del momento para cada una de las acciones gravitatorias:

$$G: M_{k,Gst} = \frac{6,50 a}{2} = 3,25 a$$

$$Q: M_{k,Qst} = \frac{6,50 a}{2} = 3,25 a$$

$$N: M_{k,Nst} = \frac{3,25 a}{2} = 1,625 a$$

- Vientos frontales

Todas las hipótesis de viento frontal se comportan del mismo modo, momentos y cortantes en el sentido de entrada de la nave ($Y > 0$) y axiles de tracción en el pilar, por esto, el vuelco más desfavorable es siempre respecto al punto A.

$$M_{A,dst} > 0 ; (M_k + h V_k) - N_k (a/2) > 0$$

El valor del momento para cada uno de los vientos frontales es:

$$VF1 + VIS: M_{k,VF1} = 43,74 + 0,9 \times 25,43 + 10,54 (a/2) = 66,62 + 5,27 a$$

$$VF1 + VIP: M_{k,VF1} = 28,26 + 0,9 \times 15,03 + 14,98 (a/2) = 41,78 + 7,49 a$$

$$VF1: M_{k,VF1} = 36 + 0,9 \times 19,15 + 13,19 (a/2) = 53,235 + 6,595 a$$

De todos los vientos frontales se obtiene que el más desfavorables es VF1 + VIS.

- Vientos laterales

En este caso el punto de vuelco está en B puesto que tanto el momento como el cortante van en sentido de salida de la nave ($Y < 0$).

$$M_{B,dst} > 0 ; - (M_k + h V_k) - N_k (a/2) > 0$$



Se determina el valor del momento para cada uno de los vientos laterales:

$$VL + VIS: M_{k,VF1} = 29,37 + 0,9 \times 15,62 + 2,6 (a/2) = 42,43 + 1,6 a$$

$$VL + VIP: M_{k,VF1} = 45,626 + 0,9 \times 26,03 + 7,1 (a/2) = 69,08 + 3,55 a$$

$$VL: M_{k,VF1} = 41,19 + 0,9 \times 21,91 + 5,32 (a/2) = 60,909 + 2,66 a$$

De todos los vientos laterales, se ha obtenido que el más desfavorable es VL + VIP.

Después de determinar cuál es la acción más fuerte en cada caso, se procede a la combinación de las mismas para obtener la más desfavorable. Según el CTE-DB SE, los coeficientes de seguridad de las acciones a emplear para esta comprobación, son igual a la unidad.

Puesto que solo puede actuar un viento cada vez, se estudia el vuelco respecto al punto A para el viento frontal y respecto al punto B para el viento lateral.

- Vuelco respecto a A

Acción	Efecto Estabilizante	Efecto desestabilizante
1 P	$11,25 a^3$ *	
1 G	$3,25 a$	
1 VF1 + VIS		$66,62 + 5,27 a$
Σ	$11,25 a^3 + 3,25 a$	$66,62 + 5,27 a$

Tabla 3.11 . Vuelco respecto al punto A

$$* Pp \times \frac{a}{2} = (a^2 h) \gamma_h \times \frac{a}{2} = a^2 \times 0,9 \times 25 \times \frac{a}{2} = 11,25 a^3$$

Los coeficientes de seguridad dependiendo del carácter estabilizante o desestabilizante de la acción vienen determinados en la tabla 2.1 del CTE DB SE-C (Figura 3.17):

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

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 3.17. Coeficientes de seguridad (CTE DB SE-C)

Por tanto:

$$0,9 \times (11,25 a^3 + 3,25 a) \geq 1,8 \times (66,62 + 5,27 a) \rightarrow a = 2,37 \text{ m}$$

- Vuelco respecto a B

Acción	Efecto Estabilizante	Efecto desestabilizante
1 P	11,25 a ³ *	
1 G	3,25 a	
1 VL + VIP		69,08 + 3,55 a
Σ	11,25 a ³ + 3,25 a	69,08 + 3,55 a

Tabla 3.12. Vuelco respecto a B

$$* Pp \times \frac{a}{2} = (a^2 h) \gamma_h \times \frac{a}{2} = a^2 \times 0,9 \times 25 \times \frac{a}{2} = 11,25 a^3$$

Los coeficientes de seguridad dependiendo del carácter estabilizante o desestabilizante de la acción vienen determinados, como se ha mostrado anteriormente, en la tabla 2.1 del CTE DB SE-C (Figura 3.17).

Por tanto:

$$0,9 \times (11,25 a^3 + 3,25 a) \geq 1,8 \times (69,08 + 3,55 a) \rightarrow a = 2,35 \text{ m}$$

De ambas comprobaciones, se establece que las dimensiones mínimas de la zapata para no alcanzar el E.L.U. de vuelco son:

$$Z(250, 250, 0,9)$$



• ***E.L.U. de agotamiento del terreno (CTE DB SE- C.4.3)***

A continuación, se realiza la comprobación de agotamiento del terreno tal y como se indica en el CTE DB SE-C para una zapata de dimensiones Z(250, 250, 0,9).

Esta comprobación se ha realizado para la combinación más desfavorable de este pilar, en este caso la **ELU = 1 G + 0,5 N + 1 (VF1 + VIS)**.

Por tanto, las acciones en la base del pilar derecho, para esta combinación de cálculo son:

$$M_k^h = 43,74 \text{ kN m}$$

$$N_k^h = 6,5 + 0,5 \times 2,95 - 10,54 = -2,565 \text{ kN}$$

$$V_k^h = 25,43 \text{ kN}$$

El peso propio de la cimentación es:

$$P = a b h \gamma_h = 2,5 \times 2,5 \times 0,9 \times 25 = 140,625 \text{ kN}$$

Seguidamente se trasladan las acciones a la base de la zapata para ver cómo afectan al terreno las cargas aplicadas.

$$M_{s,k}^h = 43,74 + 25,43 \times 0,9 = 66,627 \text{ kN m}$$

$$N_{s,k}^h = 140,625 = 140,908 - 2,565 = 138,06 \text{ kN}$$

$$V_{s,k}^h = 35,821 \text{ kN}$$

Determinados los valores de los esfuerzos sobre la zapata, procedemos al cálculo de la tensión transmitida al terreno, debidas a los esfuerzos sin mayorar y al peso propio de la zapata. Esta tensión, de acuerdo al CTE DB SE-C, debe cumplir que:

- La tensión media no supere a la tensión admisible del terreno.
- La tensión máxima no supere en un 25% a la del terreno.
- No se produzcan tracciones ni despegues en la base de la zapata.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{138,06}{2,5 \times 2,5} + \frac{129,46}{\frac{1}{12} \times 2,5^4} 1,25 = 0,0718 \text{ MPa} \leq 1,25 \sigma_{adm} = 0,2 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\sigma_{med} = \frac{N}{A} = \frac{138,06}{2,5 \times 2,5} = 0,02208 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{mím} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y = \frac{138,06}{2,5 \times 2,5} - \frac{129,46}{\frac{1}{12} \times 2,5^4} 1,25 = -0,02 \text{ MPa} \approx 0 \text{ MPa} \geq 0 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

• ***E.L.U. de agotamiento de la cimentación (EHE- 08.58.4.2)***

Para realizar el cálculo de este estado límite se deben considerar todas las combinaciones posibles para las acciones anteriormente mencionadas. A estas deben sumarse las acciones del peso propio con el coeficiente de mayoración 1,35.

Tras realizar el análisis de todas las combinaciones, se obtiene que las combinación más desfavorable es la **ELU = 1,35 G + 0,5 1,5 N + 1,5 (VF1 + VIS)**.

Clasificación: Tipo de zapata

En la EHE-08.58.2, a efectos de estado límite último de agotamiento, se establece una clasificación de zapatas en función de la relación entre su vuelo máximo y su canto (Figura 3.18).

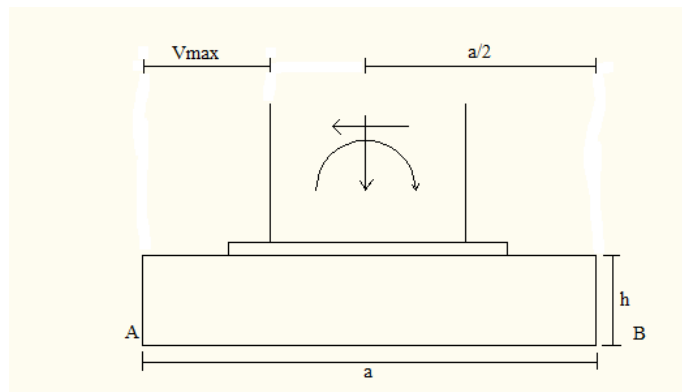


Figura 3.18. Clasificación zapata

$$v_{max} = a - u - a_p = \frac{2,5 - 0,24}{2} = 1,13 \text{ m}$$

$$v_{max} = 2,275 \text{ m} < 2 h = 1,8 \text{ m} \rightarrow \text{Zapata Rígida}$$

Acciones y reacciones en el terreno

En la base del pilar, para la ELU seleccionada, se obtienen los siguientes esfuerzos:

$$M_d^h = 1,5 \times 43,74 = 65,6 \text{ kN m}$$

$$N_d^h = 1,35 \times 6,5 + 1,5 \times 0,5 \times 2,95 - 1,5 \times 10,54 = - 4,82 \text{ kN}$$

$$V_d^h = 1,5 \times 25,43 = 38,145 \text{ kN}$$

Se calculan las cargas transmitidas al terreno. Para ello se trasladan los esfuerzos a la base de la cimentación y se suma el peso propio.

$$M_k^h = 65,6 + 38,145 \times 0,9 = 99,93 \text{ kN m}$$

$$N_k^h = 140,625 - 4,82 = 135,80 \text{ kN}$$

$$V_k^h = 38,145 \text{ kN}$$

Flexión. Determinación del armado (EHE-08.58.4.2.1.1)

La comprobación de este E.L.U. se realiza en una sección de cálculo S1 situada, para pilares metálicos, a una distancia igual a la mitad del vuelo de la placa. Por tanto, la posición de la sección de referencia S1 desde el borde exterior es:

$$y = v_{max} - \frac{v_{placa}}{2} = 1,13 - 0,08 = 1,05 \text{ m}$$

Representando gráficamente (Figura 3.19) el modelo de reacción del terreno y la posición de la sección de referencia, se obtiene el estado de cargas del conjunto zapata-terreno.

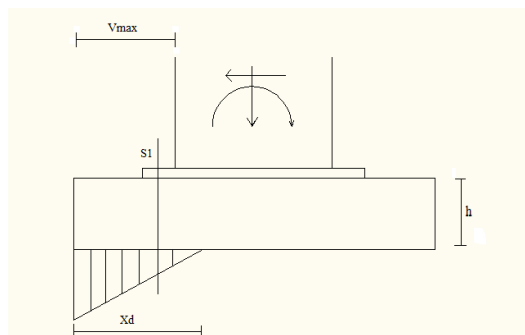


Figura 3.19. Reacción del terreno en la hipótesis de cálculo

Calculamos los valores característicos del modelo de cálculo. En primer lugar se calcula el valor de la tensión del terreno en la zona de máxima y de mínima compresión.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{135,80}{2,5 \times 2,5} + \frac{99,93}{\frac{1}{12} \times 2,5^3 \times 2,5} \times 1,25 = 60,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y = \frac{135,80}{2,5 \times 2,5} - \frac{99,93}{\frac{1}{12} \times 2,5^3 \times 2,5} \times 1,25 = -16,64 \text{ kN/m}^2$$

Se observa que la cimentación en su base pasa de estar comprimida a estar traccionada. A continuación, se procede a calcular el punto en el que las tensiones se igualan a cero, averiguando si se trata de una distribución triangular o trapezoidal:

$$X_d = 3 \left(\frac{a}{2} - e_d^h \right) = 3 \left(\frac{2,5}{2} - \frac{99,93}{135,80} \right) = 1,54 \text{ m}$$

De este modo, se confirma que se trata de una ley de tensiones trapezoidal y se determina el valor de la tensión en la sección S1. Para ello hacemos uso de la relación de trapecios.

$$\frac{0 - 60,10}{1,54} = \frac{x - 60,10}{1,05} \quad \rightarrow \quad \sigma_{S1} = 19,12 \text{ kN/m}^2$$

Calculo de A_s longitudinal

Para determinar la cantidad de armadura longitudinal necesaria debemos conocer los esfuerzos de tracción y compresión a los que se va a ver sometida la cimentación (hormigón) y las futuras armaduras. Para ello, se hace uso del diagrama de interacción momento-axil. En primer lugar se debe determinar el valor de nuestro momento de cálculo, definido como:

$$M_{1d} = \left(\frac{60,10 - 19,12}{2} \times 1,05 \times \frac{2 \times 1,05}{3} \times 2,5 \right) + \left(19,12 \times 1,05 \times 2,5 \times \frac{1,05}{2} \right) - \left(2,5 \times 1,05 \times 0,9 \times 25 \times \frac{1,05}{2} \right) = 32,99 \text{ kNm}$$

También es necesario determinar en que zona de dimensionamiento nos encontramos. Para despejar las dudas se halla el valor del momento en x_{lim} y se compara con nuestro momento de cálculo. Además se establece un recubrimiento mecánico (d') de 80 mm.

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y}$$

La EHE-08 también determina que para un HA-30 y para un acero S275JR:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\lambda = 0,8$$

$$\eta = 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{\frac{500}{1,15}}{200000} = 2,17 \cdot 10^{-3}$$

De este modo:

$$x_{lim} = \frac{0,0035 \cdot 820}{2,17 \cdot 10^{-3} + 0,0035} = 506,17 \text{ mm}$$

Determinado el valor de x_{lim} , se procede a calcular el valor de $M_{1c}(x_{lim})$:



$$M_{1c(xlim)} = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 2500 \times 506,17 \times \left(820 - \frac{0,8 \times 506,17}{2} \right) = 12503,28 \text{ kN m}$$

$$M_{1d} < M_{1c(xlim)} \rightarrow \text{Zona B (As' = 0)}$$

Enunciando la ecuación de momentos a la altura de la armadura de tracción, se obtiene la profundidad de la fibra neutra:

$$33 \cdot 10^6 = 1 \times \frac{30}{1,5} \times 0,8 \times 2500 \times x \left(820 - \frac{0,8 \times x}{2} \right)$$

$$x = 1,0065 \text{ mm}$$

De la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales se obtiene el valor de la tracción de los pernos:

$$N_d = C_c - T_s$$

$$0 = 0,8 \times \frac{30}{1,5} \times 1 \times 2500 - T$$

$$T = 40000 \text{ N}$$

Puesto que en zona B la tensión de las armaduras es siempre f_{yd} , la cantidad de armadura necesaria se obtiene como:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{40000}{\frac{500}{1,15}} = 92 \text{ mm}^2$$

También se debe calcular la armadura necesaria por cuantía geométrica mínima (ρ), definida en la EHE-08.42.3 como:

$$A_{s,\rho} = \frac{0,9}{1000} \times b \times h = \frac{0,9}{1000} \times 2500 \times 900 = 2025 \text{ mm}^2$$

Por tanto, la armadura necesaria será el valor máximo de los dos valores obtenidos.

$$A_s = 2025 \text{ mm}^2$$

A continuación, se procede a la distribución del área total necesaria de armadura en redondos de un determinado diámetro. La separación entre barras debe estar comprendida entre 10 y 30 cm ($10 < s_\Phi < 30$).

Tras realizar pruebas con diferentes diámetros, se determina que la solución más adecuada es disponer 9Φ20.

$$n_{\Phi} = \frac{A_s}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times \Phi^2} = \frac{2025}{\frac{\pi}{4} \times 0,8 \times 20^2} = 9 \text{ redondos}$$

$$s_{\Phi} = \frac{b-2r_{lat}}{n_{\Phi}-1} = \frac{250-2 \times 8}{9-1} = 29,25 \quad \checkmark$$

Calculo de A_s transversal

En la dirección transversal, al no existir flexión, la zapata se arma a cuantía geométrica mínima:

$$A_{s,\rho} = \frac{0,9}{1000} \times b \times h = \frac{0,9}{1000} \times 2500 \times 900 = 2025 \text{ mm}^2$$

Sin embargo, en la EHE-08.58.4.2.1, se establece que la armadura transversal se coloca de tal modo que una fracción del área total A_s igual a $2b'/(a' + b')$ se encuentre uniformemente distribuida en una banda central, siendo el resto de armadura uniformemente distribuida en el espacio restante.

$$A'_s = A_s \frac{2b}{a+b} = 2025 \frac{2 \times 250}{500} = 2025 \text{ mm}^2 \text{ (bajo el soporte)}$$

$$A''_s = A_s - A'_s = 0 \text{ (resto de la zapata)}$$

La armadura bajo el soporte debe distribuirse en una banda de dimensiones:

$$b > a_{pilar} + 2h ; 250 > 24 + 2 \times 90 \rightarrow b = 204 \text{ cm}$$

Determinada el área de armadura necesaria y la distribución de la misma, se procede al cálculo del número de redondos necesarios. La separación entre barras debe estar comprendida entre 10 y 30 cm ($10 < s_{\Phi} < 30$).

Tras realizar los cálculos con diferentes valores de diámetro, se determina que la solución más adecuada es disponer 9 Φ 20:

$$n_{\Phi} = \frac{A_s}{0,8 \times \frac{\pi}{4} \times \Phi^2} = \frac{2025}{\frac{\pi}{4} \times 0,8 \times 20^2} = 9 \text{ redondos}$$

$$s_{\Phi} = \frac{b-2r_{lat}}{n_{\Phi}-1} = \frac{250-2 \times 8}{9-1} = 29,25 \quad \checkmark$$

E.L.U. de anclaje de las armaduras (EHE-08.69.5)

Establecida la armadura necesaria y el número de redondos, es necesario conocer la longitud de anclaje de los mismos.

Anclaje de las barras longitudinales

La EHE-08.69.5.1.2, establece que para unas armaduras en posición I, situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado, la longitud básica de anclaje es:

$$l_{bl} = \max(m \Phi^2 , \frac{f_{yk}}{20} \Phi)$$

$$l_{bl} = \max(1,3 \times 20^2 , \frac{500}{20} \times 20) = (520, 500) = 520 \text{ mm}$$

Conocida la longitud básica, se debe determinar la reducción de la misma debido al sistema de anclaje, obteniendo la longitud neta de anclaje $l_{b,neto}$.

$$l_a = l_{b,neto} = l_{bl} \beta \frac{A_s}{A_{s,real}} > \max(10\Phi , 150 \text{ mm} , \frac{l_b}{3})$$

Considerándose un sistema de anclaje recto, se calcula la longitud de anclaje neta:

$$l_{b,neto} = 520 \beta \frac{2025}{9 \times \frac{\pi 20^2}{4}} = 372,42 \beta > \max(200 , 150 \text{ mm} , 173,33) \quad \checkmark$$

Finalmente, se establece una prolongación recta, $\beta = 1$, de 372,42 mm. Esta longitud se debe comprobar para los dos supuestos establecidos por la EHE-08.58.4.2.1.1.

1. La armadura se anclará desde una sección S2, situada a un canto útil d desde la sección S1

En primer lugar hay que determinar la posición de esta sección 2.

$$v_2 = y - d = 105 - 82 = 23 \text{ cm}$$

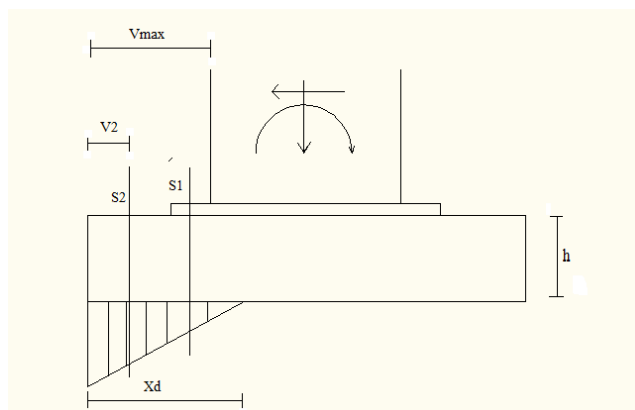


Figura 3.20. Sección de referencia 2

Se comprueba que hay espacio, entre la sección S2 y el borde de la zapata, para anclar las barras por prolongación recta:

$$v_2 - r_{lat} = 23 - 8 = 15 \text{ cm} > 37,42 \text{ cm} \quad X$$

Por tanto, y según la primera comprobación, no hay suficiente espacio para realizar un anclaje por prolongación recta. Realizamos de nuevo la comprobación para un anclaje por patilla ($\beta = 0,7$) y tampoco es posible. Por tanto, se recurre a un anclaje por prolongación vertical, llevando la armadura hasta una longitud de:

$$l'_b = l_b - \frac{v_2 - r_{lat}}{0,7} \geq 5\Phi$$

$$l'_b = 520 - \frac{150}{0,7} = 30,5 \text{ cm} \geq 100 \text{ mm}$$

2. La armadura se anclará desde una sección S3, situada a $0,5 h$ del borde, para una fuerza:

$$T_d = R_d \frac{v - \alpha h}{0,85 h} = \frac{M_{d,S3}}{0,85 h}$$

La sección S3 se halla a una distancia $0,5 h$ del borde exterior de la zapata, $v_3 = 0,5 \times 0,9 = 0,45 \text{ m}$.

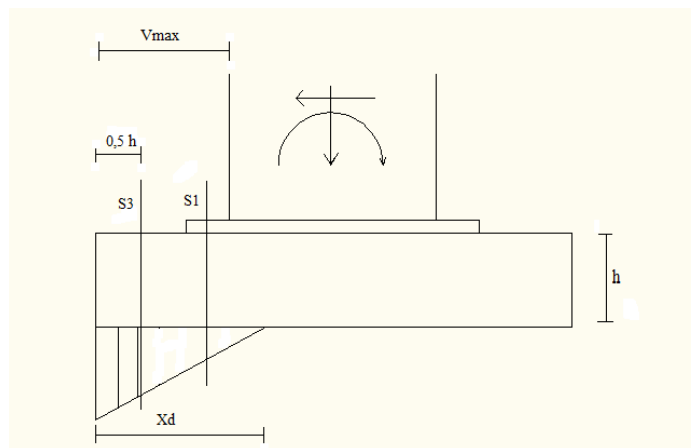


Figura 3.21. Sección de referencia 3

En primer lugar se determina la tensión a la que está sometida esta sección:

$$\sigma_{S3} = \frac{x_d^h - 0,5 h}{x_d^h} \sigma_{max} = \frac{1,54 - 0,45}{1,54} 60,10 = 42,58 \text{ kN/m}^2$$



Seguidamente, se determina el momento que genera esta tensión respecto a la sección de referencia S1:

$$M_{d,S3} = 42,58 \times 2,5 \times 0,45 \times \left(1,05 - \frac{0,45}{2} \right) + \frac{60,10 - 42,58}{2} \times 0,45 \times 2,5 \times \left(1,05 - 0,453 - 0,45 \times 2,5 \times 0,9 \times 25 \times 1,05 - 0,452 \right) = 27,50 \text{ kNm}$$

Por tanto:

$$T_d = \frac{27,50}{0,85 \times 0,9} = 35,95 \text{ kN}$$

$$l_{b,neto} = l_b \beta \frac{T_d}{A_s f_{yd}} = 520 \times 1 \times \frac{35955}{9 \times \pi \times \frac{20^2}{4} \times \frac{500}{1,15}} = 15,20 \text{ mm}$$

Por último se debe comprobar si existe suficiente espacio para realizar el anclaje por prolongación recta:

$$0,5 h - r_{lat} = 400 - 80 = 320 \text{ mm} > 15,20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

E.L.U. de cortante (EHE-08.44.2.3)

En el estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante, es necesario comprobar que se cumple:

$$V_{d2} \leq V_{u2}$$

siendo:

V_{rd} esfuerzo a cortante efectivo.

V_{u2} esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

En primer lugar calculamos el valor del esfuerzo cortante en la Sección de referencia S2, para lo que necesitamos el valor de tensión en esta misma sección. Este posee las siguientes características de posición y dimensiones (Figura 3.22).

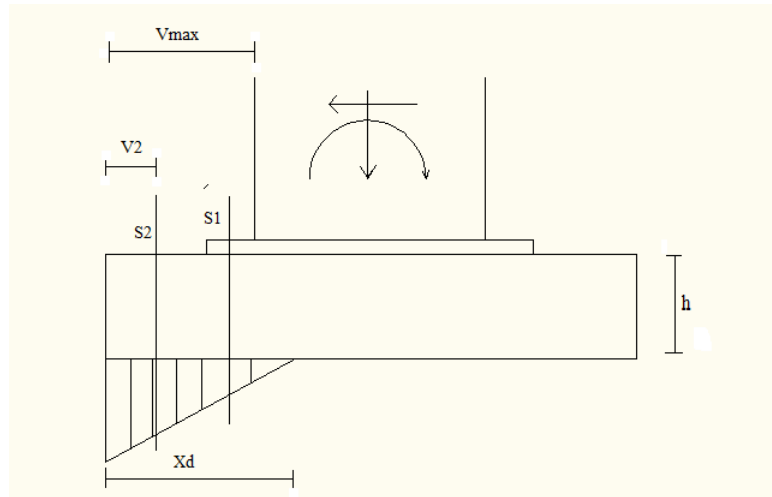


Figura 3.22. Sección de referencia 2 para el cálculo de cortante

$$\sigma_{s2} = \frac{x_d^h - v_2}{x_d^h} \sigma_{\max} = \frac{1,54 - 0,23}{1,54} 60,10 = 51,12 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{d2} = 51,12 \times 1,05 \times 2,5 + \frac{60,10 - 51,12}{2} \times 1,05 \times 2,5 - 25 \times 0,9 \times 1,05 \times 2,5 = 86,91 \text{ kN}$$

Determinado el valor del esfuerzo cortante efectivo, se determina el valor del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{1,5} \xi (100 \rho_1 f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

$$= \left[\frac{0,18}{1,5} \times 1,49 \times (100 \times 0,001379 \times 30)^{\frac{1}{3}} \right] \times 2500 \times 820 = 588414,29 \text{ N}$$

Siendo:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{820}} = 1,49 < 2$$

f_{cv} la resistencia efectiva del hormigón a cortante N/mm^2 de valor $f_{cv} = f_{ck}$

D canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de tracción
($d = 900 - 80 = 820 \text{ mm}$)

ρ_1 cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente.

Con un valor mínimo de:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,075}{1,5} \xi^{\frac{3}{2}} f_{cv}^{\frac{1}{2}} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d = \left[\frac{0,075}{1,5} \times 1,49^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} \right] \times 2500 \times 820 = 2713902,5 \text{ N}$$



Por tanto:

$$86913 \text{ N} \leq 2713902,5 \text{ N} \checkmark$$

- ***E.L.U. de punzonamiento (EHE-08.46.3)***

La resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas concentradas actuando en los losas sin armadura transversal, se comprueba utilizando la tensión tangencial nominal τ_{sd} en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada. El área crítica $u_1 d$ se define a una distancia $2d$ desde el perímetro del área cargada.

Si se comprueba la posición del perímetro crítico u_1 , con respecto a la dimensión b de la zapata, se tiene:

$$b_x = 2d + b_{placa} + 2d = 2 \times 82 + 56 + 2 \times 82 = 384 \text{ cm} > 250 \checkmark$$

$$b_y = 2d + b_{placa} + 2d = 2 \times 82 + 28 + 2 \times 82 = 356 \text{ cm} > 250 \checkmark$$

No existe punzonamiento, pues el perímetro crítico se sale de la zapata.

3.3 Dimensionado de la viga contraviento

Dimensionado completamente el pórtico de fachada, se comienza el cálculo del resto de los elementos de la viga a contraviento, como son los montantes y las diagonales. A continuación se adjunta un esquema de los elementos a dimensionar (Figura 3.23):

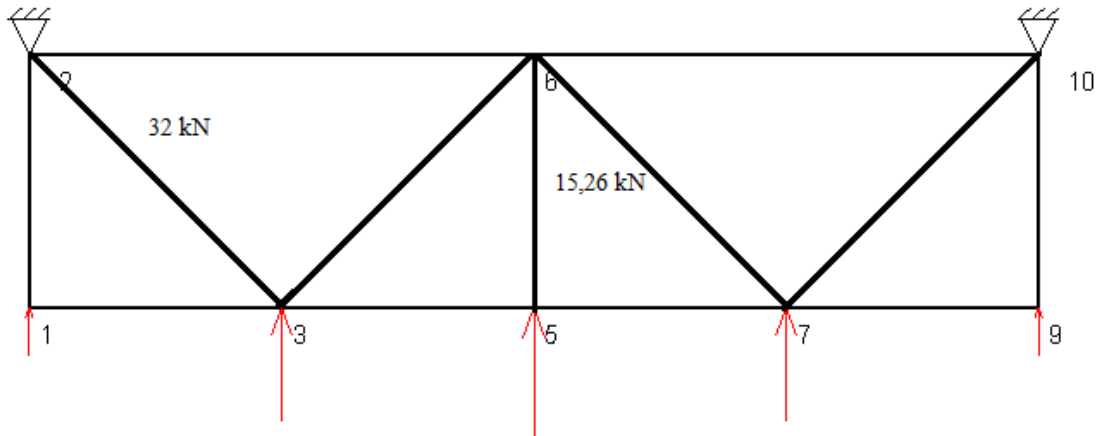


Figura 3.23. Elementos de la VCV a dimensionar

3.3.1 Montantes

En este caso solo se dispone un montante en la viga a contraviento, el que recoge la acción del viento del pilar central del pórtico de fachada (barra 5-6).

Este elemento trabaja principalmente a compresión, por tanto será recomendable emplear perfiles huecos.

- ***E.L.S. Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)***

En este caso no es necesario realizar esta comprobación puesto que, para que aparezcan flechas, es necesario que existan momentos y cargas aplicadas sobre las barras.

Por otro lado, puesto que el montante tiene una longitud inferior a seis metros, no es necesario considerar la flecha producida por el peso propio y comprobar el criterio de apariencia.

- ***E.LU. Resistencia (CTE DB SE-A.6.2)***

Debido a que los montantes trabajan a compresión, no va a ser necesario realizar esta comprobación pues el pandeo siempre va a ser más restrictivo.



• **E.LU. Pandeo (CTE DB SE-A.6.3.2)**

La comprobación de pandeo tiene como finalidad verificar que el elemento no supera la tensión crítica de pandeo en ningún punto.

El montante es un elemento que trabaja a compresión, por lo que se puede considerar como una viga biapoyada $\beta = 1$. Por otro lado, indicar que, para realizar el predimensionado del perfil, se va a hacer uso de la condición de esbeltez:

$$\lambda_y < 2$$

Por tanto:

$$i_y = \frac{\beta L}{2} \frac{\sqrt{f_y}}{\Pi} = \frac{15500}{2} \frac{\sqrt{\frac{275}{210000}}}{\Pi} = 31,67$$

Se seleccionan el siguiente perfil: Ø94.2 . Seleccionado el perfil, se procede a realizar la comprobación de pandeo. Para ello, en primer lugar se calcula la esbeltez mecánica:

$$\lambda_y = \frac{\beta L}{i_y} \frac{\sqrt{f_y}}{\Pi} = \frac{15500}{32,5} \frac{\sqrt{\frac{275}{210000}}}{\Pi} = 1,94 < 2 \quad \checkmark$$

Curva de pandeo: \rightarrow Curva c ; $\alpha = 0,21$

Con estos datos, se calcula el valor de Φ_y y el coeficiente de reducción de pandeo χ_y .

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,21 (1,94 - 0,2) + 1,94^2] = 2,56$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{2,56 + \sqrt{2,56^2 - 1,94^2}} = 0,236 \leq 1 \quad \checkmark$$

Hallado el valor del coeficiente de reducción por pandeo, se realiza la siguiente comprobación:

$$N_{b,Rd} = \chi_y A f_{yd} \geq N_{Ed}$$

$$N_{b,Rd} = 0,236 \times 578 \times \frac{275}{1,05} = 357,725 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 22,89 \text{ kN} \quad \checkmark$$

3.3.2 Diagonales

En este caso se disponen un cuatro diagonales en la viga a contraviento. Puesto que todas tienen la misma longitud, el dimensionado se va a realizar para aquella que esté sometida al mayor axil, es decir, a 32 kN.

Además, en esta ocasión, también hay que tener en cuenta el momento generado por el peso propio del perfil.

Sin embargo, este elemento sigue trabajando trabaja principalmente a compresión. Por tanto, será recomendable emplear perfiles huecos ya que estos son los que mejor trabajan bajo la acción de la misma.

- ***E.L.S. Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)***

En este caso, al estar trabajando con grandes luces ($l_d = \sqrt{5^2 + 6,25^2} = 8,42 \text{ m}$), si es necesario realizar la comprobación de deformación atendiendo al criterio de apariencia:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q h^4}{E I_y} \leq \frac{h}{300}$$

$$\frac{I}{q} \geq \frac{5}{384} \frac{300}{E} \frac{h^3}{E} = \frac{5}{384} \frac{300}{210000} \frac{4,37^3}{210000} = 11103937,65 \rightarrow \text{Perfil } \emptyset 90.2$$

- ***E.LU. Resistencia (CTE DB SE-A.6.2)***

Debido a que las diagonales también trabajan a compresión como los montantes, tampoco va a ser necesario realizar esta comprobación pues el pandeo siempre también va a ser más restrictivo.

- ***E.LU. Pandeo (CTE DB SE-A.6.3.2)***

La comprobación de pandeo tiene como finalidad verificar que el elemento no supera la tensión crítica de pandeo en ningún punto.

La diagonal es un elemento que trabaja a compresión, por lo que se puede considerar como una viga biapoyada $\beta = 1$. Por otro lado, indicar que, para realizar el predimensionado del perfil, se va a hacer uso de la condición de esbeltez:

$$: \lambda_y < 2$$

Por tanto:

$$i_y = \frac{\beta L}{2} \frac{\sqrt{f_y}}{\Pi} = \frac{18420}{2} \frac{\sqrt{275}}{\Pi} = 48,49$$



Se seleccionan un perfil: Ø155.4. Este va a ser el perfil que finalmente se va a emplear, pues es superior al requerido por el E.L.S. de deformación.

Seleccionado el perfil, se procede a realizar la comprobación de pandeo. Para ello, en primer lugar se calcula la esbeltez mecánica.

$$\lambda_y = \frac{\beta L}{i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{18420}{53,4} \sqrt{\frac{275}{210000}} = 1,81 < 2 \quad \checkmark$$

Curva de pandeo: → Curva c ; $\alpha = 0,49$

Con estos datos, se calcula el valor de Φ_y y el coeficiente de reducción de pandeo χ_y .

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,49 (1,81 - 0,2) + 1,81^2] = 2,53$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{2,53 + \sqrt{2,53^2 - 1,81^2}} = 0,23 \leq 1 \quad \checkmark$$

Además, en esta ocasión, también debemos calcular el valor de los coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + 0,6 \lambda_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{c,Rd}} = k_y = 1 + 0,6 \times 1,81 \frac{48 \cdot 10^3}{0,23 \times 1900 \times 261,9} = 1,45$$

$$C_{mLT} = 0,95 \geq 0,4 \quad \checkmark$$

Determinados todos los valores, se proceder a comprobar:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_{yd}} + k_y \frac{C_{m,y} M_{y,Ed} + e_{N,y} N_{Ed}}{f_{yd} W_y} \leq 1$$

$$\frac{1,5 \times 32 \times 10^3}{0,23 \times 1900 \times \frac{275}{1,05}} + 1,45 \frac{0,95 \times \frac{0,149 \cdot 8,42^2}{8} \times 1,35}{\frac{275}{1,05} \times 70 \times 10^3} = 0,55 \leq 1 \quad \checkmark$$

3.4 Dimensionado del arriostramiento de fachada lateral

Dimensionada la viga contraviento al completo, solo falta determinar los perfiles que configuran las cruces de San Andrés que arriostra la misma.

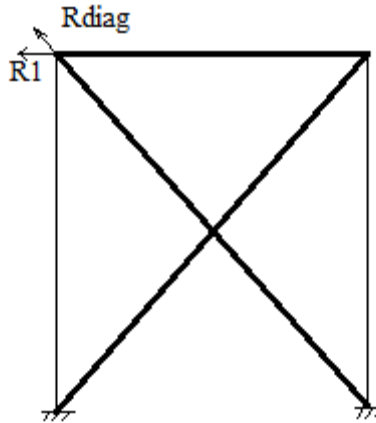


Figura 3.24. Elementos de arriostramiento a dimensionar

- **Montantes**

La comprobación de este elemento es similar a la realizada en la viga contraviento, con valores de tensión inferiores. De hecho, al tener la misma longitud, la condición de esbeltez es la misma y, por tanto, se puede emplear el coeficiente de reducción por pandeo calculado anteriormente.

Este elemento trabaja principalmente a compresión, por tanto será recomendable emplear perfiles huecos.

E.LU. Pandeo (CTE DB SE-A.6.3.2)

Se seleccionan los mismos perfiles empleados para la viga a contraviento: Ø94.2. Seleccionado el perfil, se procede a realizar la comprobación de pandeo. Para ello, en primer lugar se calcula la esbeltez mecánica.

$$\lambda_y = \frac{\beta L}{i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1\ 5500}{32,5} \sqrt{\frac{275}{210000}} = 1,94 < 2 \quad \checkmark$$

Curva de pandeo: → Curva c ; $\alpha = 0,21$



Con estos datos, se calcula el valor de Φ_y y el coeficiente de reducción de pandeo χ_y .

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,21 (1,94 - 0,2) + 1,94^2] = 2,56$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{2,56 + \sqrt{2,56^2 - 1,94^2}} = 0,236 \leq 1 \quad \checkmark$$

Hallado el valor del coeficiente de reducción por pandeo, se realiza la siguiente comprobación:

$$N_{b,Rd} = \chi_y A f_{yd} \geq N_{Ed}$$

$$N_{b,Rd} = 0,236 \times 578 \times \frac{275}{1,05} = 357,725 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 22,89 \text{ kN} \quad \checkmark$$

- **Diagonales**

La diagonal del arriostramiento es un elemento que trabaja a tracción, con un valor no mayorado de 43,06 kN

E.L.S. Deformación (CTE DB SE.4.3.3.2)

Puesto que la diagonal del arriostramiento no se configura completamente en horizontal, el peso propio del perfil no genera flechas significativas.

E.LU. Pandeo (CTE DB SE-A.6.3.2)

La diagonal de arriostramiento, al ser un elemento traccionado, no corre el riesgo de pandear. Sin embargo, si debe cumplir la condición de que la esbeltez mecánica sea inferior a 3:

$$\lambda_y < 3$$

Por tanto:

$$i_y = \frac{\beta L}{3} \frac{\sqrt{f_y}}{\Pi} = \frac{1}{3} \frac{\sqrt{7000^2 + 5500^2}}{2} \frac{\sqrt{275}}{\Pi} = 17,09 \rightarrow 2L 50 \cdot 5$$

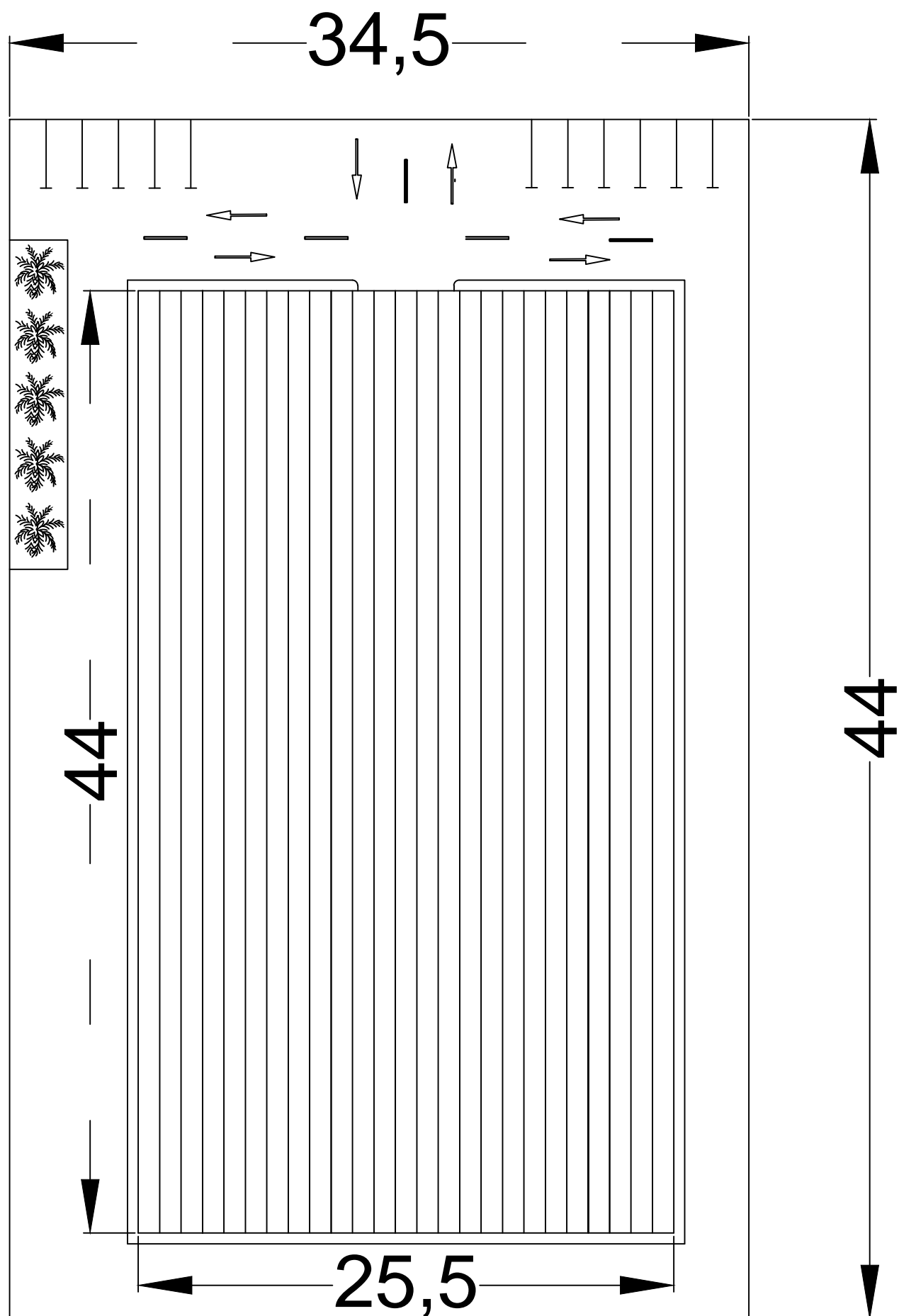
E.LU. Resistencia (CTE DB SE-A.6.2)

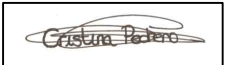
La comprobación de resistencia en el caso de un elemento traccionado sin flexión es:

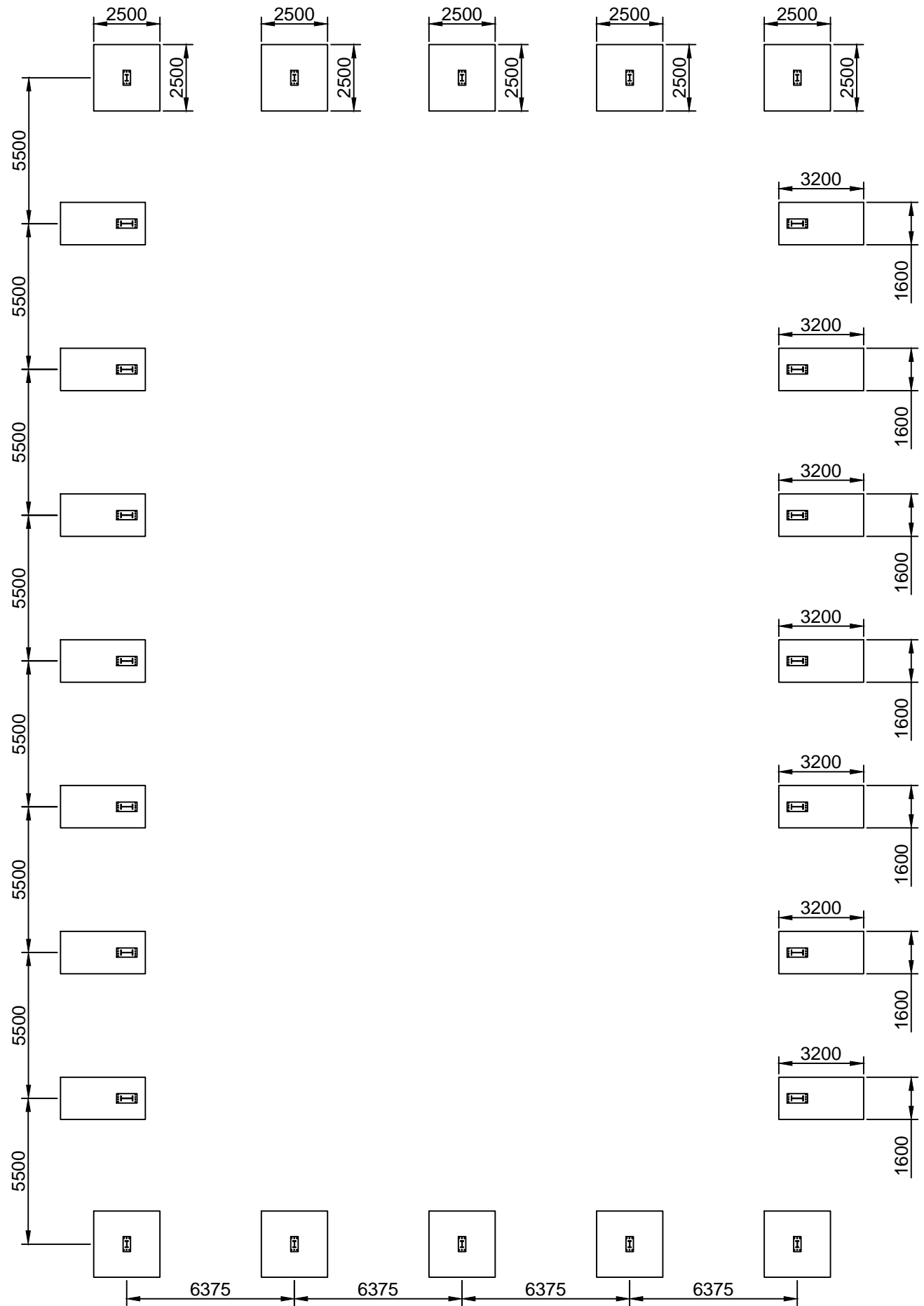
$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1,5 \times 43,06 \cdot 10^3}{2 \times 480 \times \frac{500}{1,15}} = 0,15 \leq 1$$

DOCUMENTO 2: PLANOS



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL DE CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D ^a . Cristina Pedreño Amador	PLANTA GENERAL	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:250
		Plano N ^o 1



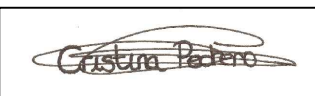
CUADRO DE CARACTERISTICAS SEGUN EHE-08

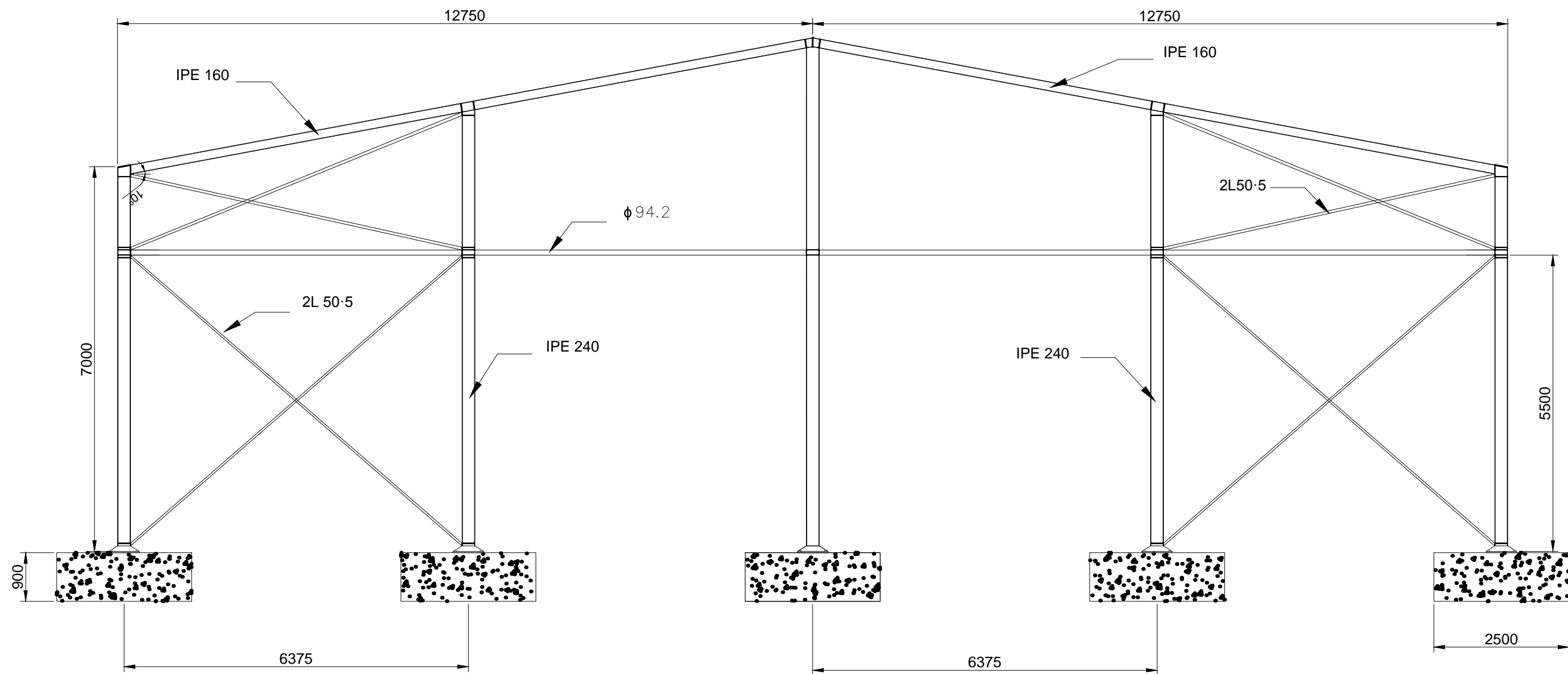
ELEMENTO	LOCALIZACION	ESPECIFICACION DEL ELEMENTO	NIVEL CONTROL	COEFIC.SEGURIDAD		
				↓	↓	↓
HORMIGON	solera	HA-20	Normal	1.5		
	cimentacion y muros	HA-30	Normal	1.5		
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
ACERO DE ARMADURAS	solera	B-500 S	Normal			1.15
	cimentacion y muros	B-500 SD	Normal			1.15
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
EJECUCION	igual toda la obra		Normal			1.5-1.6
	cimentacion y muros					
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
	Recubrimientos	8 cm piezas hormigonadas contra el terreno 3 cm resto				

ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

TIPO DE HORMIGON	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST.CARACT.(N/mm ²) A LOS 28 DIAS
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS			
EN MASA HM-20	Machacado	40	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	20
ARMADO HA-25	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	25
ARMADO HA-30	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	30

ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL DE CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D^a. Cristina Pedreño Amador	PLANTA CIMENATACIÓN	Cartagena, Septiembre 2014 ESCALA 1:200 Plano N ^o 2



CUADRO DE CARACTERISTICAS SEGUN EHE-08

ELEMENTO	LOCALIZACION	ESPECIFICACION DEL ELEMENTO	NIVEL CONTROL	COEFIC.SEGURIDAD		
				↓	↓	↓
HORMIGON	solera	HA-20	Normal	1.5		
	cimentacion y muros	HA-30	Normal	1.5		
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
ACERO DE ARMADURAS	solera	B-500 S	Normal		1.15	
	cimentacion y muros	B-500 SD	Normal		1.15	
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
EJECUCION	igual toda la obra		Normal			1.5-1.6
	cimentacion y muros					
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
Recubrimientos	8 cm piezas hormigonadas contra el terreno 3 cm resto					

ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

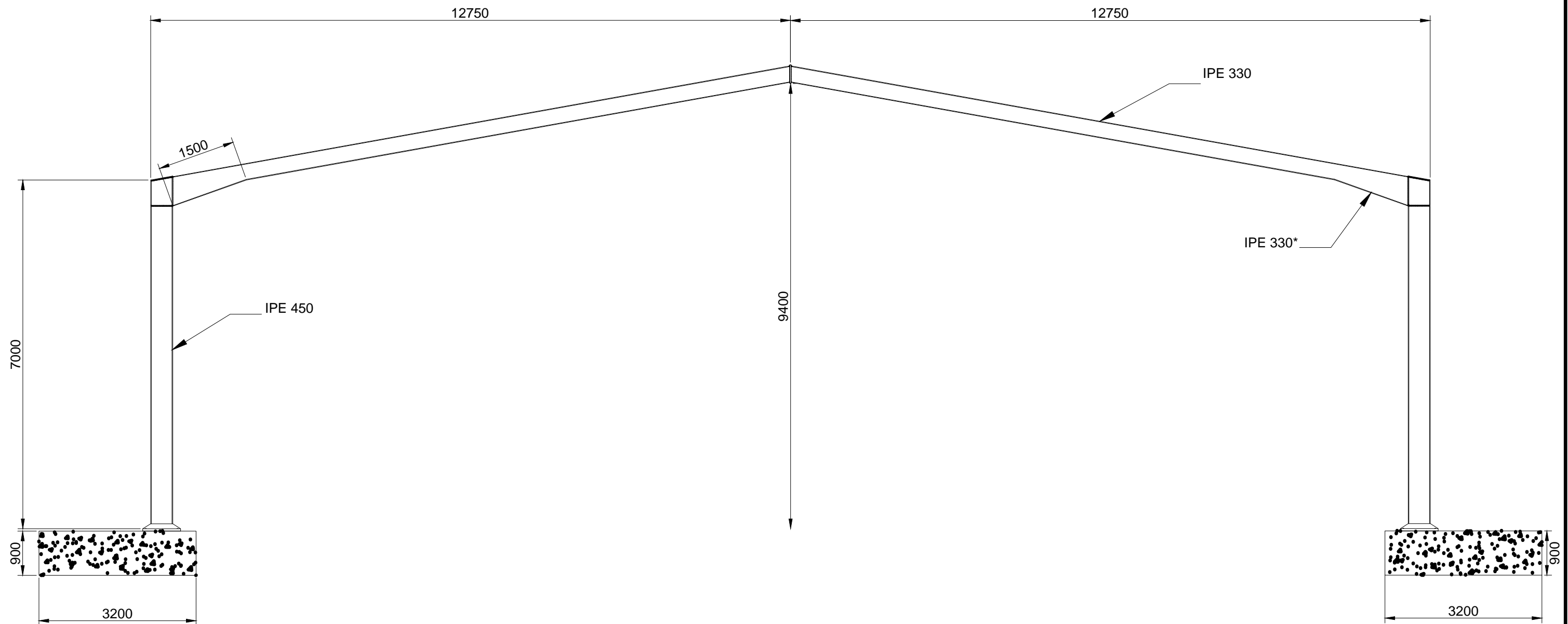
TIPO DE HORMIGON	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST.CARACT.(N/mm ²)
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS			
EN MASA HM-20	Machacado	40	1-32.5	(3 a 7)±2 cm	20
ARMADO HA-25	Machacado	20	1-32.5	(3 a 7)±2 cm	25
ARMADO HA-30	Machacado	20	1-32.5	(3 a 7)±2 cm	30

ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA
Escuela Técnica superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas

"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"

 D ^a . Cristina Pedreño Amador	PÓRTICO EXTERIOR	Cartagena, Septiembre 2014 ESCALA 1:80 Plano N° 3
---	-------------------------	---



CUADRO DE CARACTERISTICAS SEGUN EHE-08

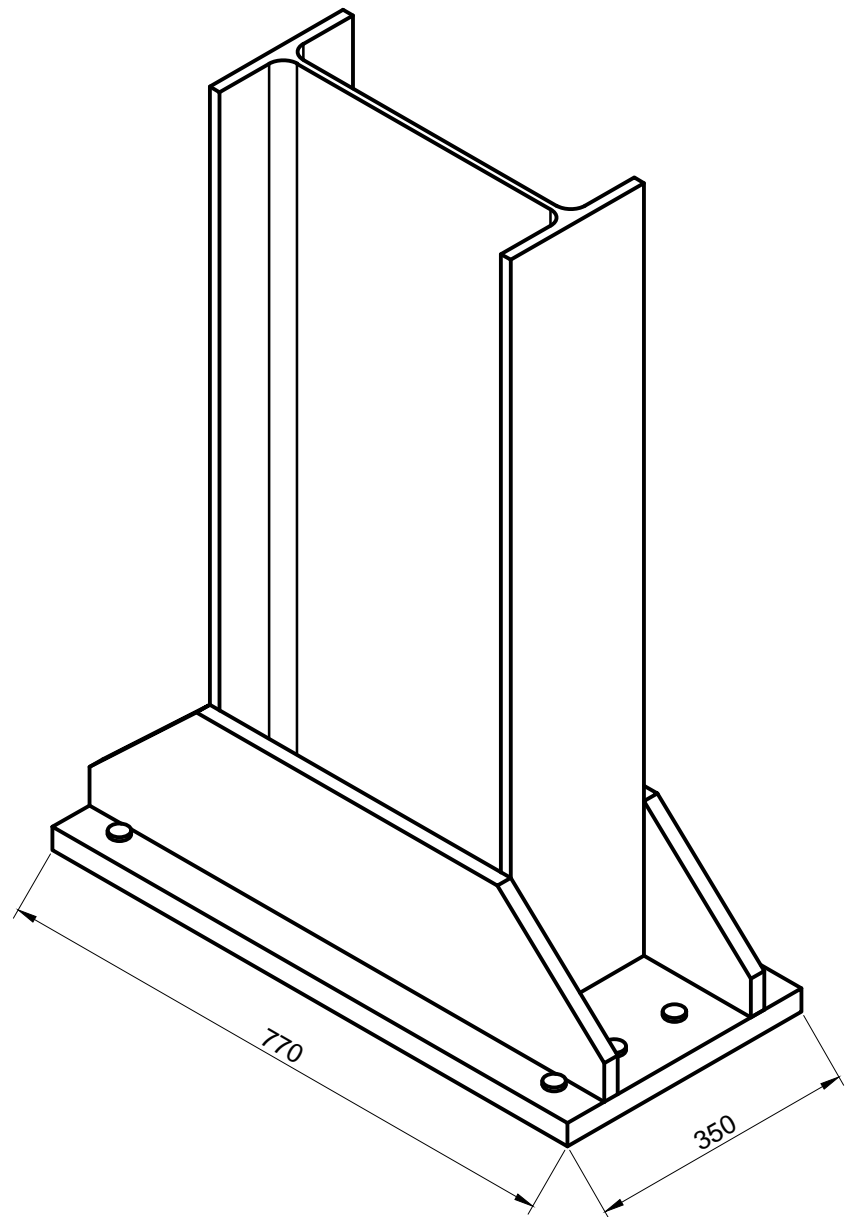
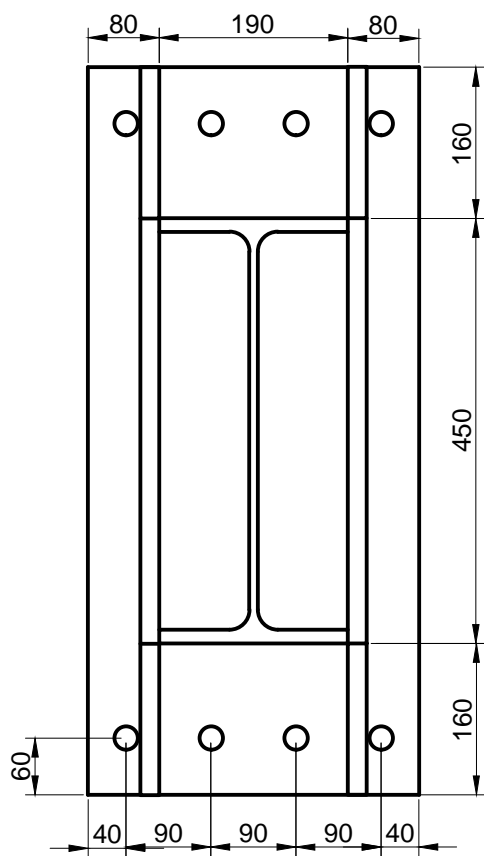
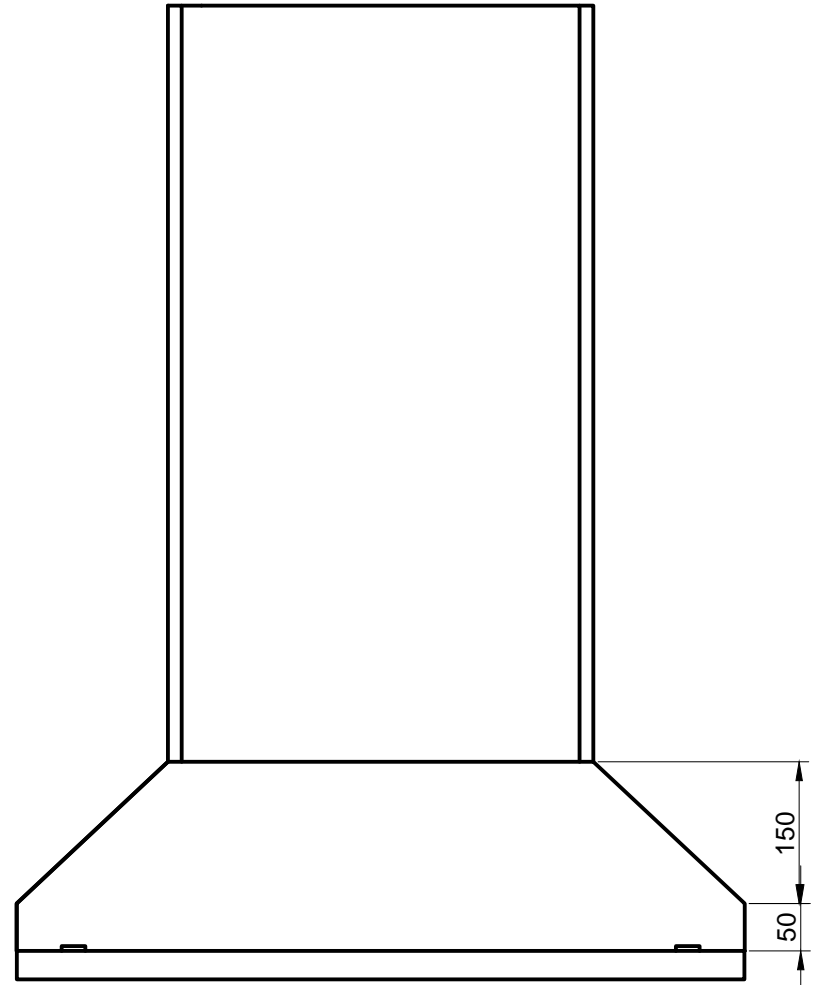
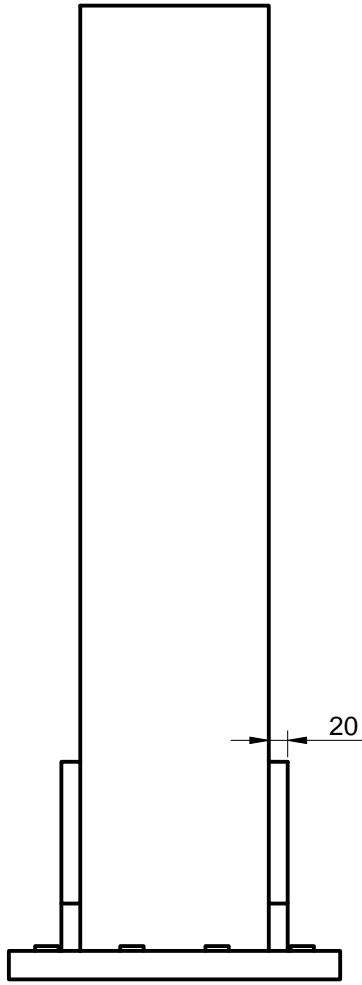
ELEMENTO	LOCALIZACION	ESPECIFICACION DEL ELEMENTO	NIVEL CONTROL	COEFIC. SEGURIDAD		
				↓	↓	↓
HORMIGON	solera	HA-20	Normal	1.5		
	cimentacion y muros	HA-30	Normal	1.5		
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
ACERO DE ARMADURAS	solera	B-500 S	Normal		1.15	
	cimentacion y muros	B-500 SD	Normal		1.15	
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
EJECUCION	igual toda la obra		Normal			1.5-1.6
	cimentacion y muros					
	pilares					
	vigas					
	losas y forjados					
Recubrimientos	8 cm piezas hormigonadas contra el terreno 3 cm resto					

ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

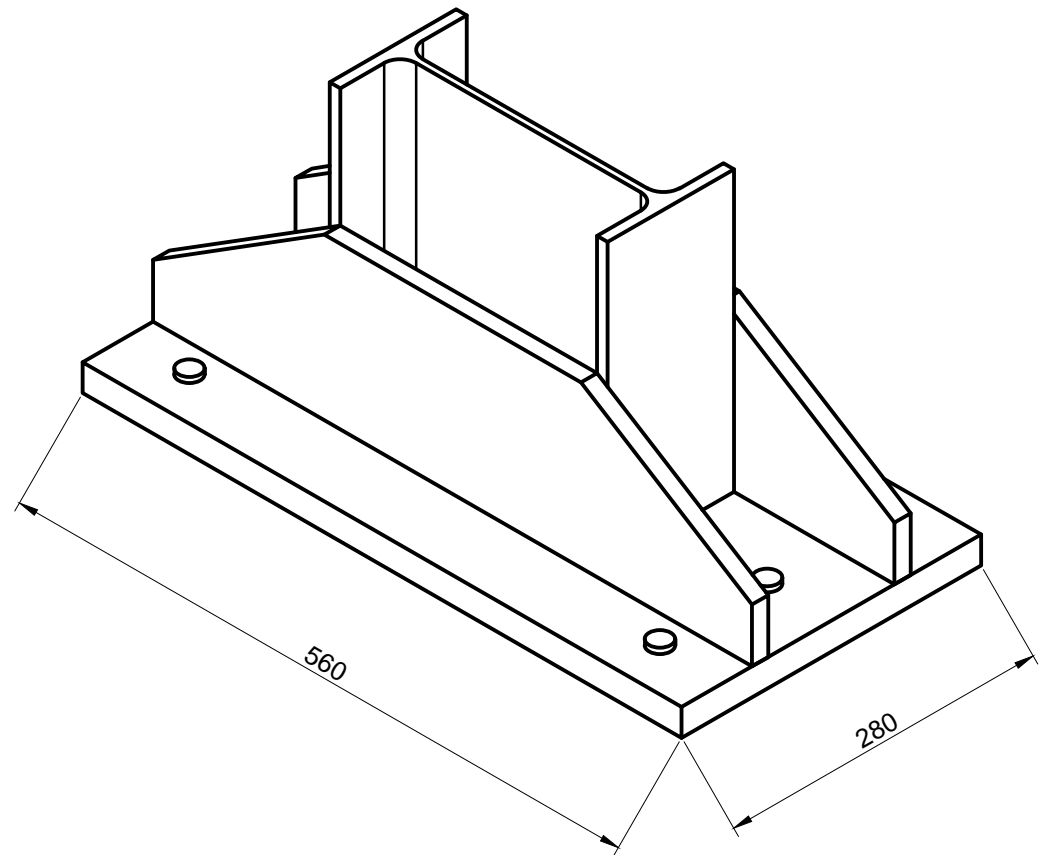
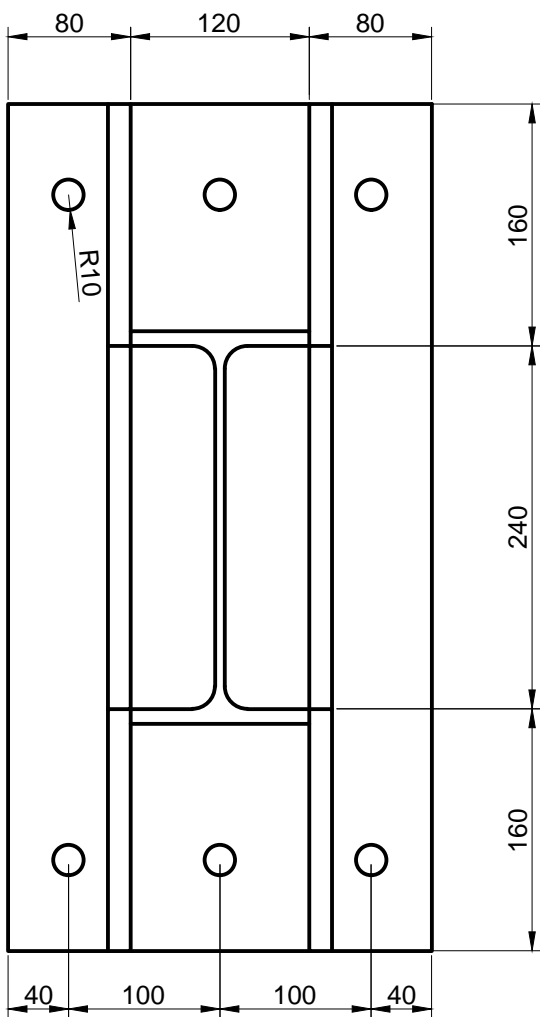
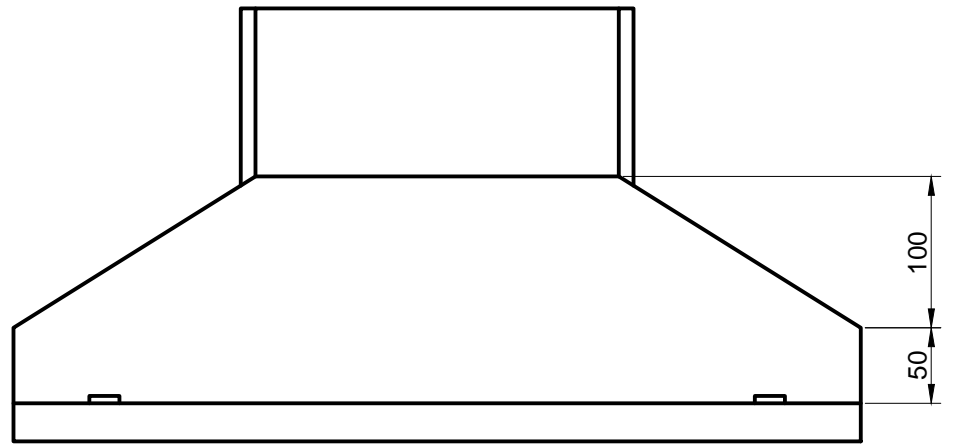
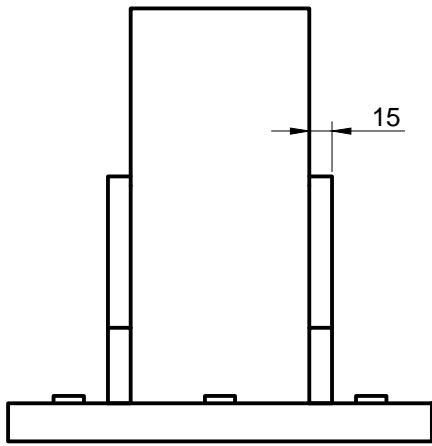
TIPO DE HORMIGON	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST. CARACT. (N/mm ²)
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS			
EN MASA HM-20	Machacado	40	I-32.5	(3 a 7) ± 2 cm	20
ARMADO HA-25	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7) ± 2 cm	25
ARMADO HA-30	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7) ± 2 cm	30

ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO

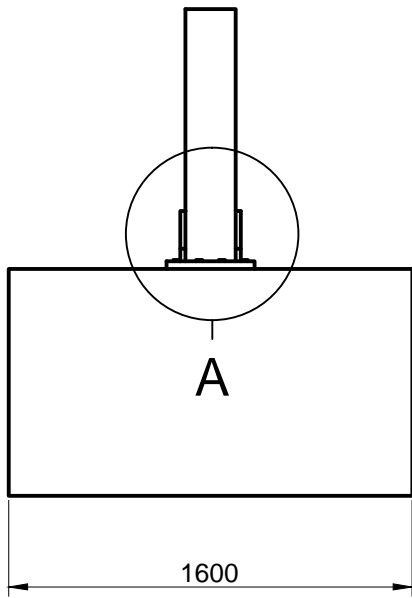
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA		
Escuela Técnica superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D^a. Cristina Pedreño Amador	PÓRTICO INTERIOR	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:80
		Plano N ^o 4



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL DE CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D ^a . Cristina Pedreño Amador	VISTAS PLACA DE ANCLAJE EXTERIOR	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:8
		Plano N° 5

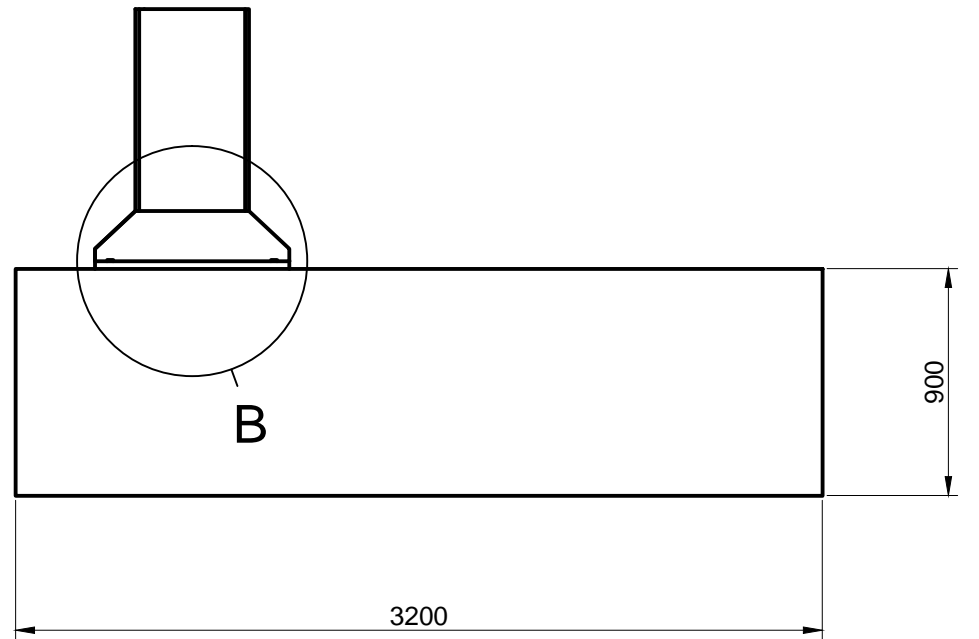


UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL DE CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D ^a . Cristina Pedreño Amador	VISTAS PLACA DE ANCLAJE EXTERIOR	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:5
		Plano N ^o 6



A

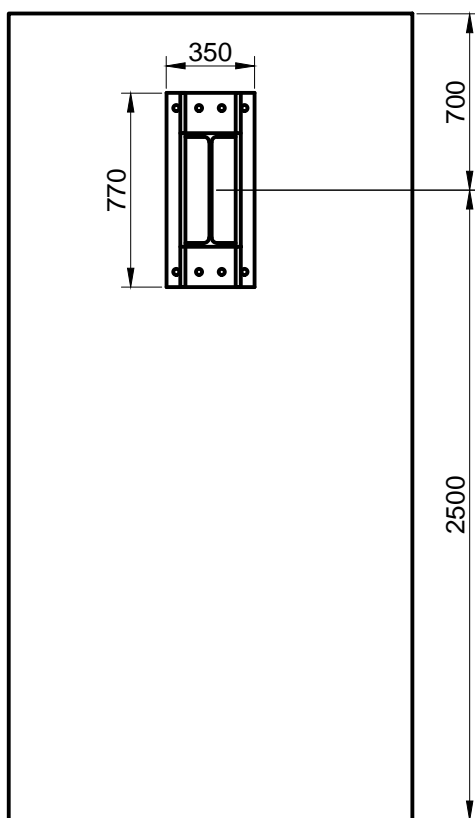
1600



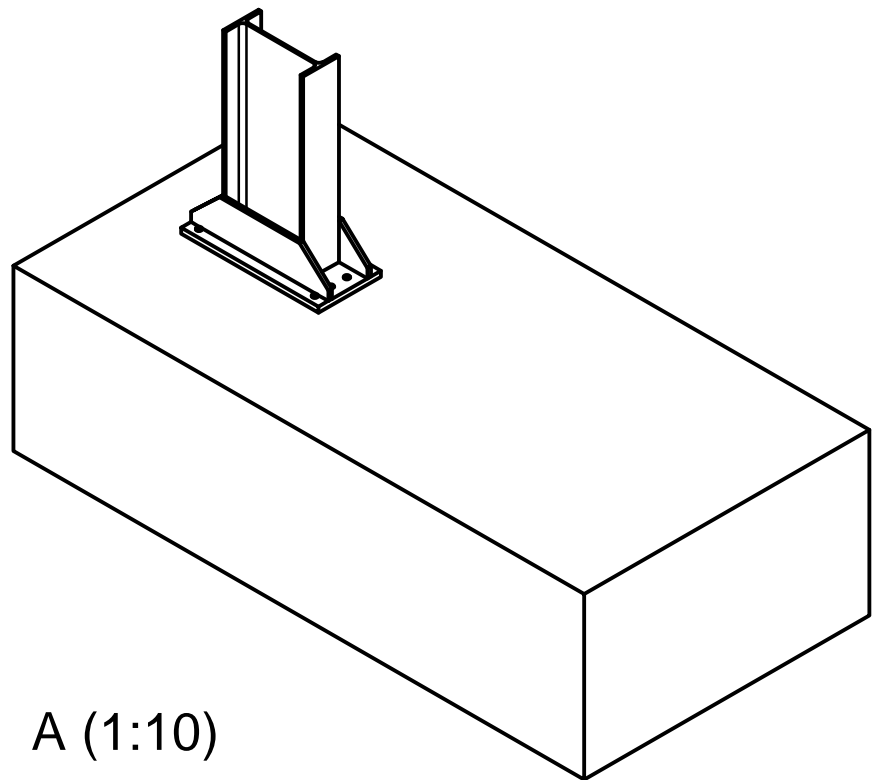
B

3200

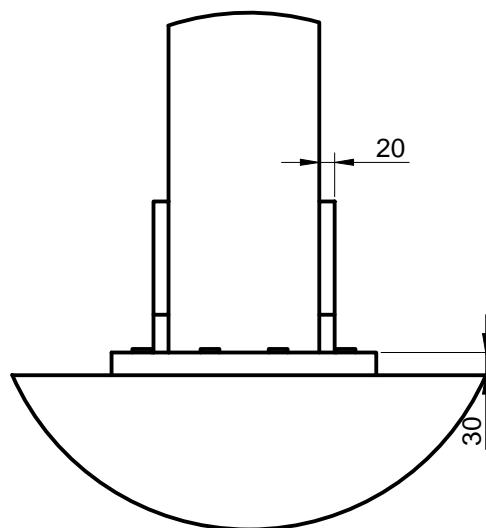
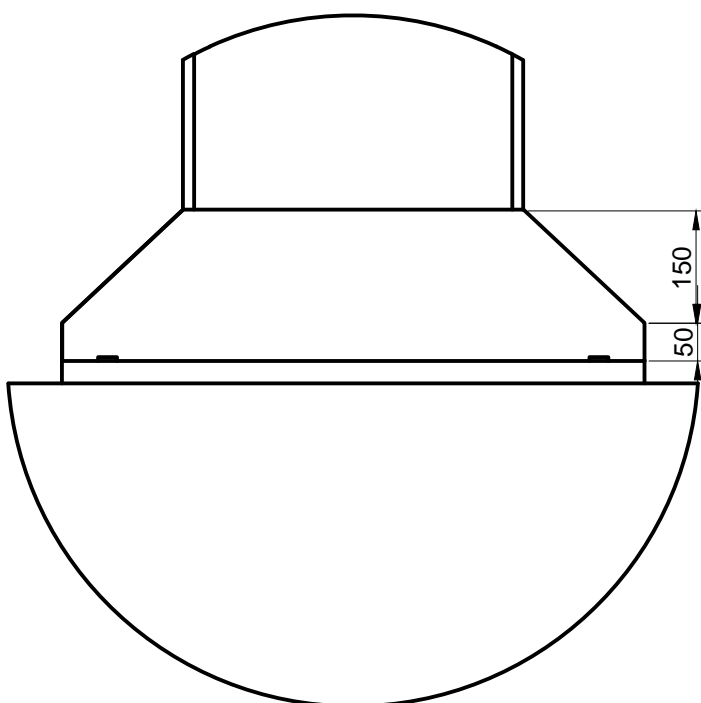
900

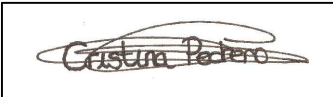


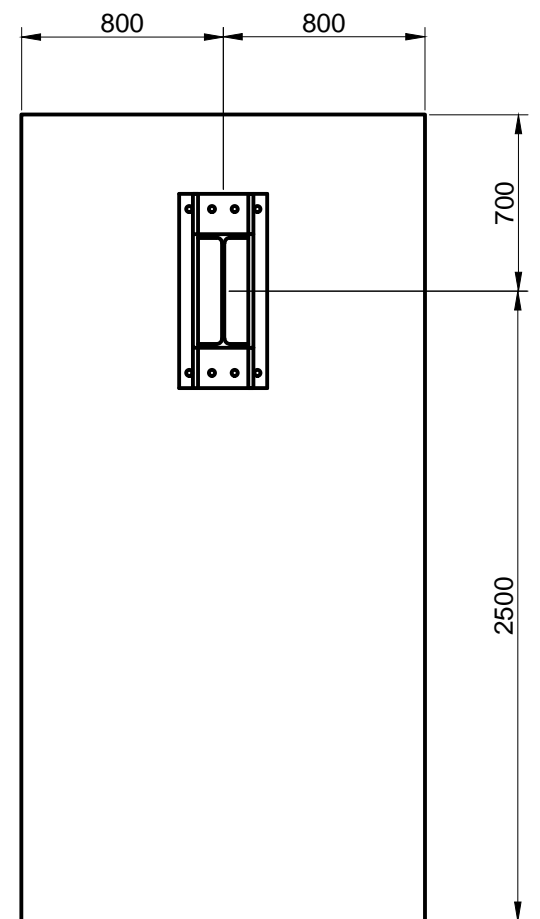
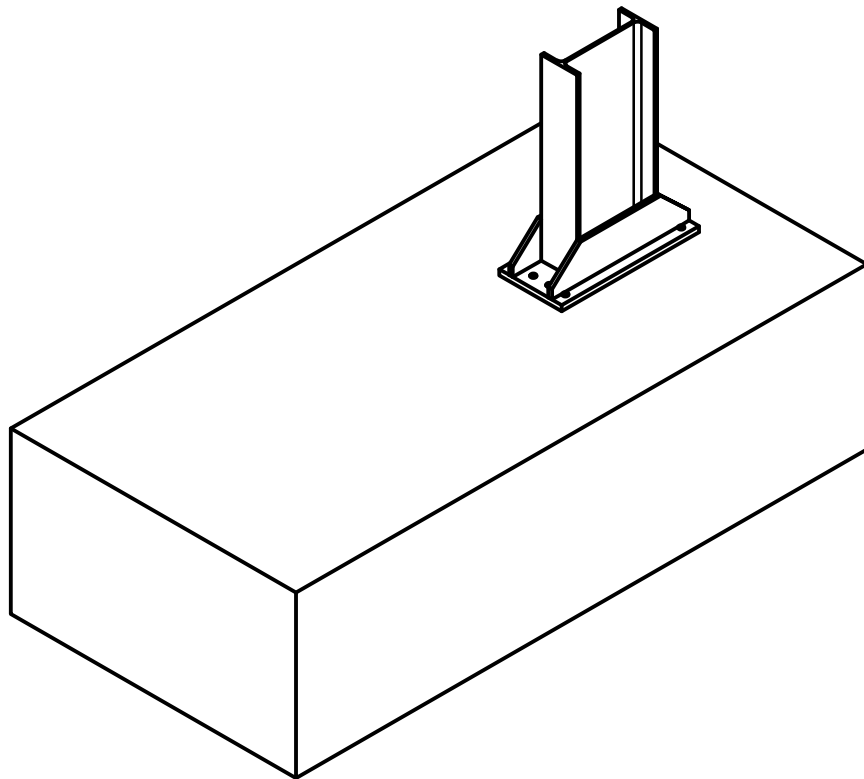
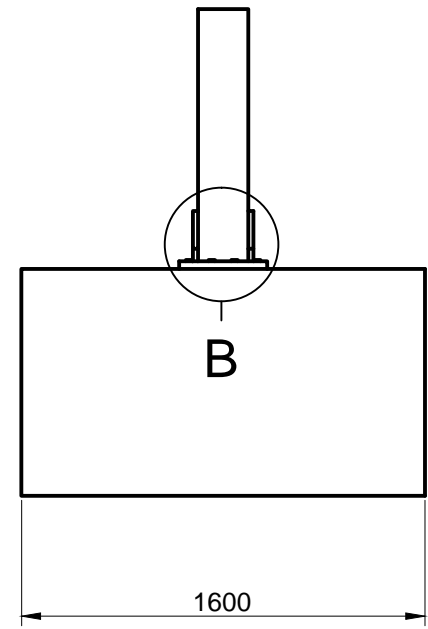
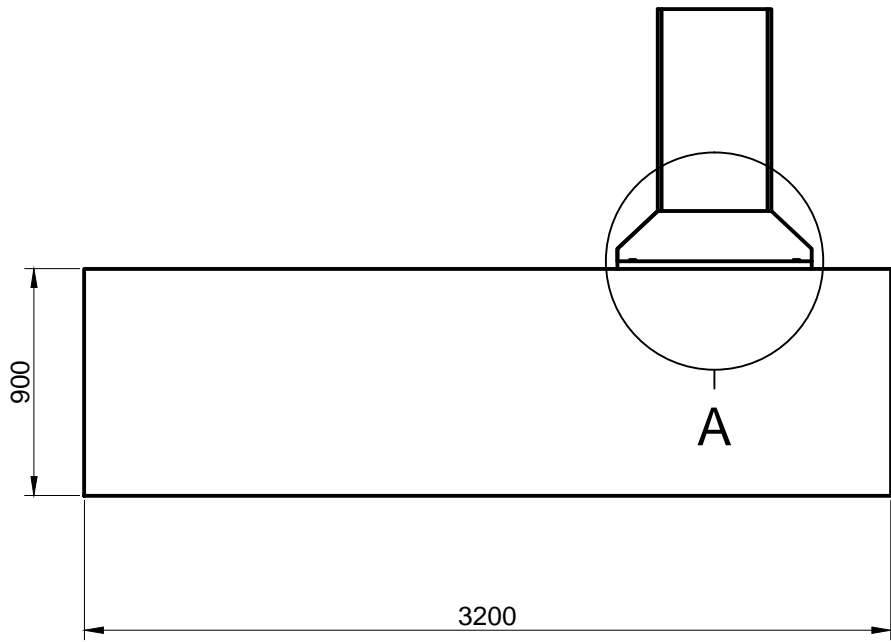
B (1:10)



A (1:10)

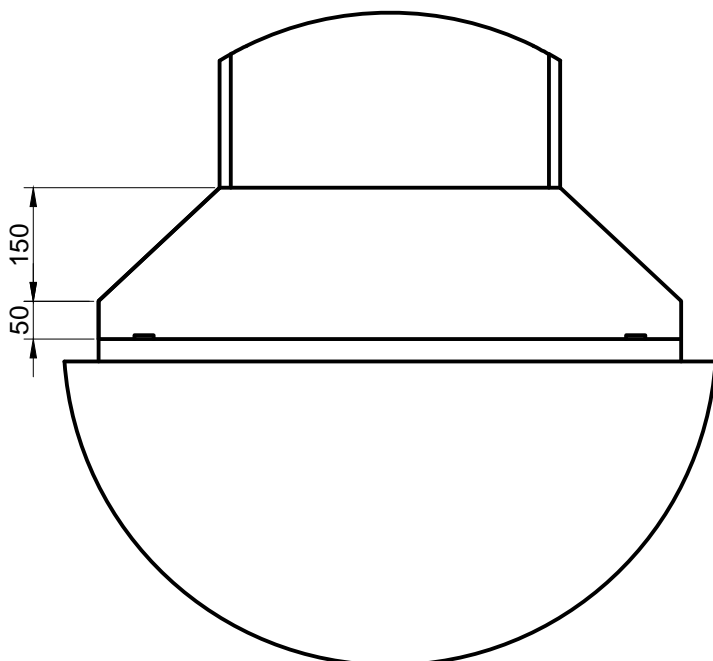
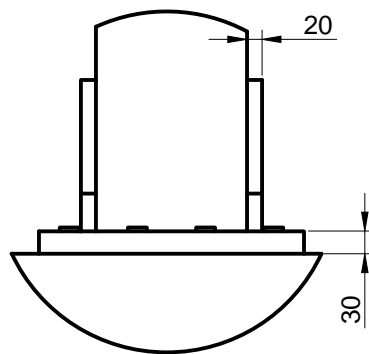


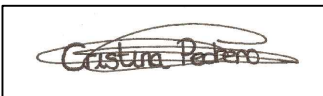
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL DE CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D ^a . Cristina Pedreño Amador	VISTAS ZAPATA INTERIOR IZQUIERDA	Cartagena, Septiembre 2014 ESCALA 1:30 Plano N ^o 7

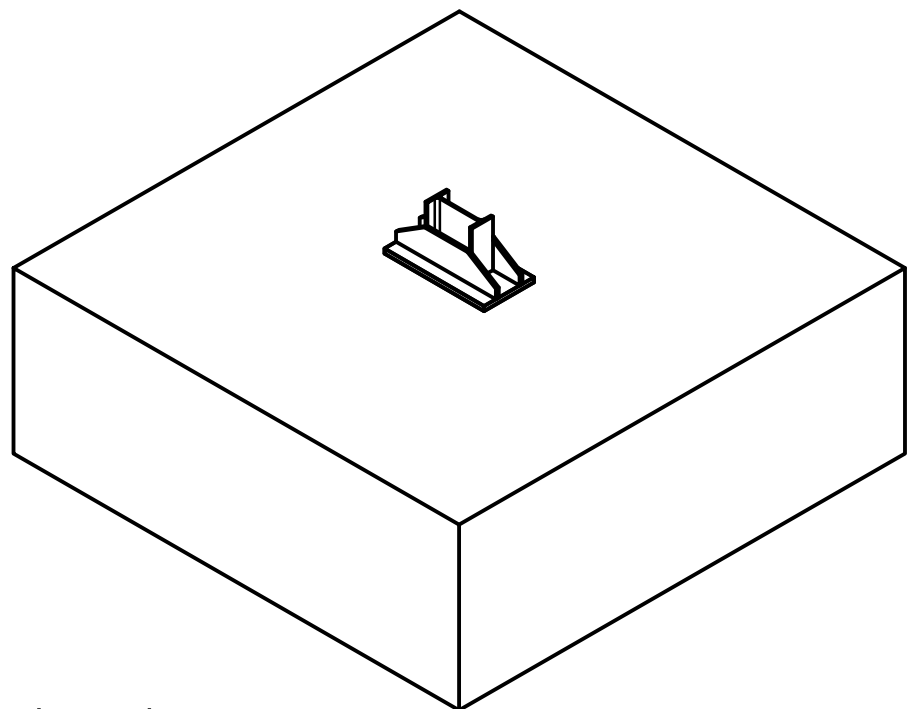
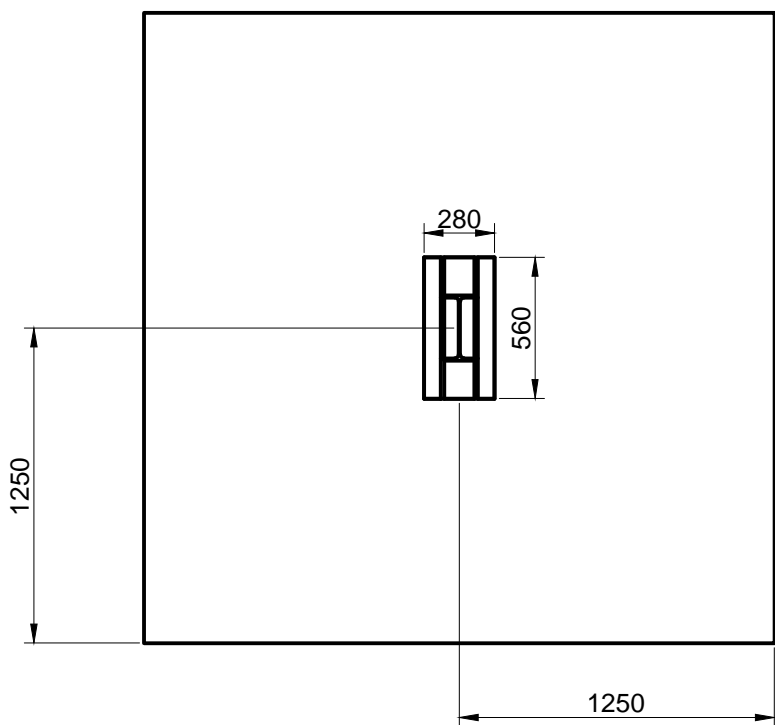
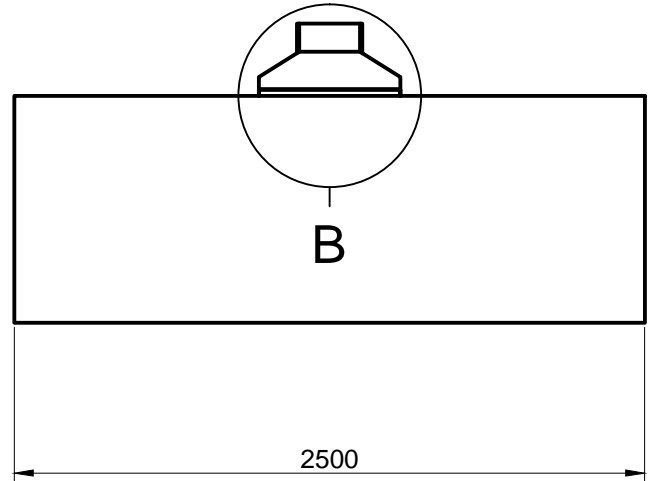
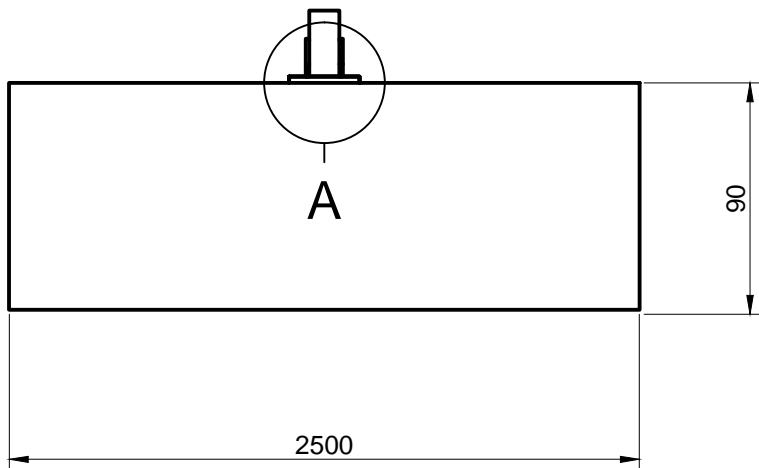


A (1:10)

B (1:10)

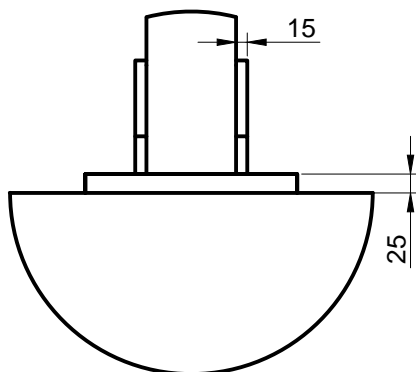
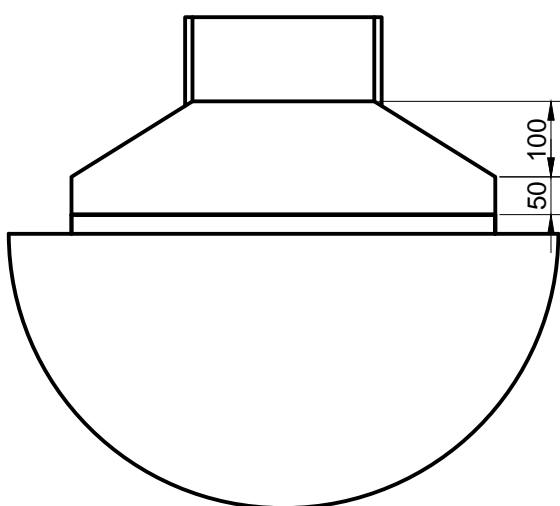


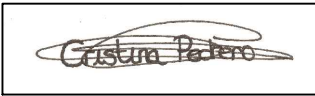
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL DE CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D ^a . Cristina Pedreño Amador	VISTAS ZAPATA EXTERIOR IZQUIERDA	Cartagena, Septiembre 2014 ESCALA 1:30 Plano N° 8



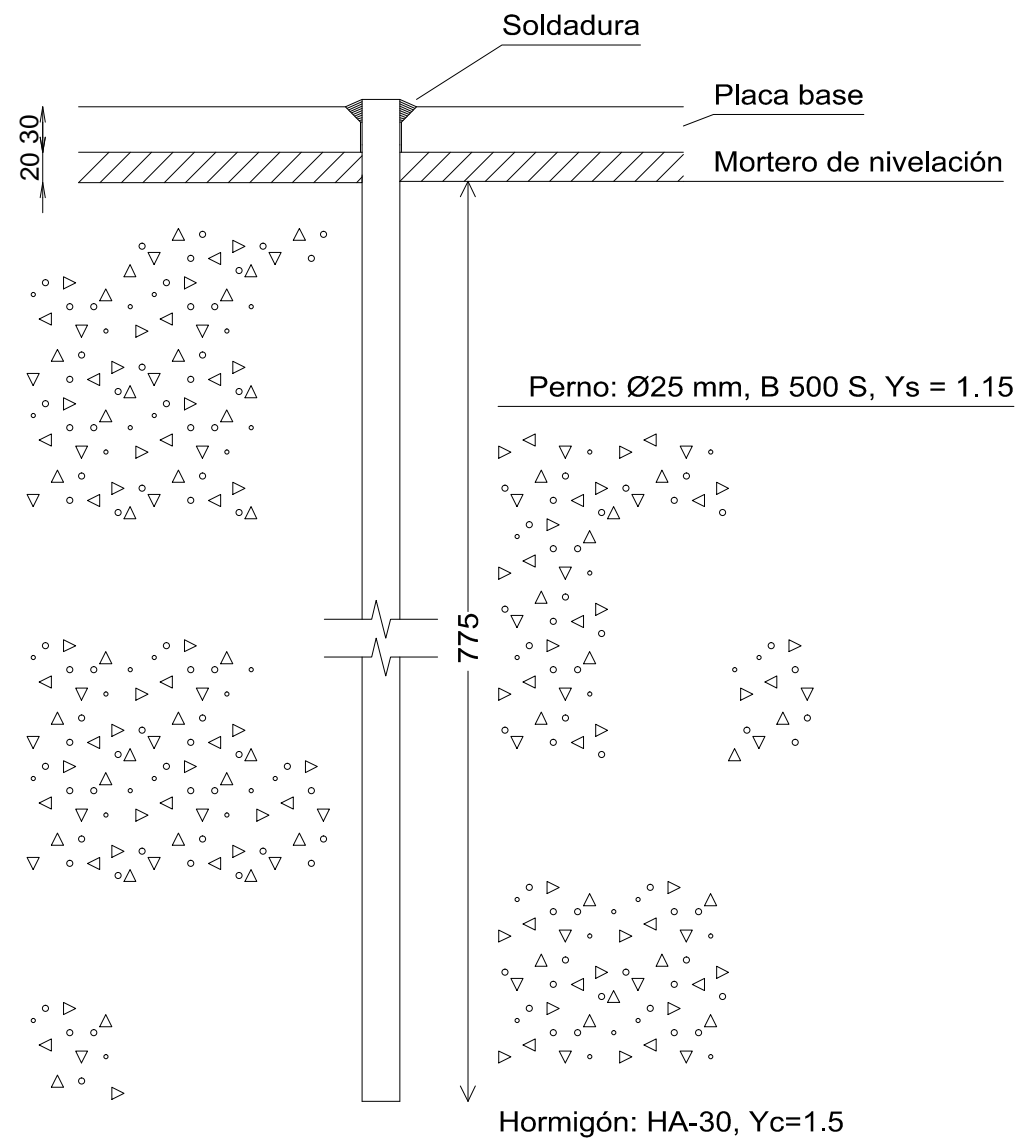
A (1:10)

B (1:10)

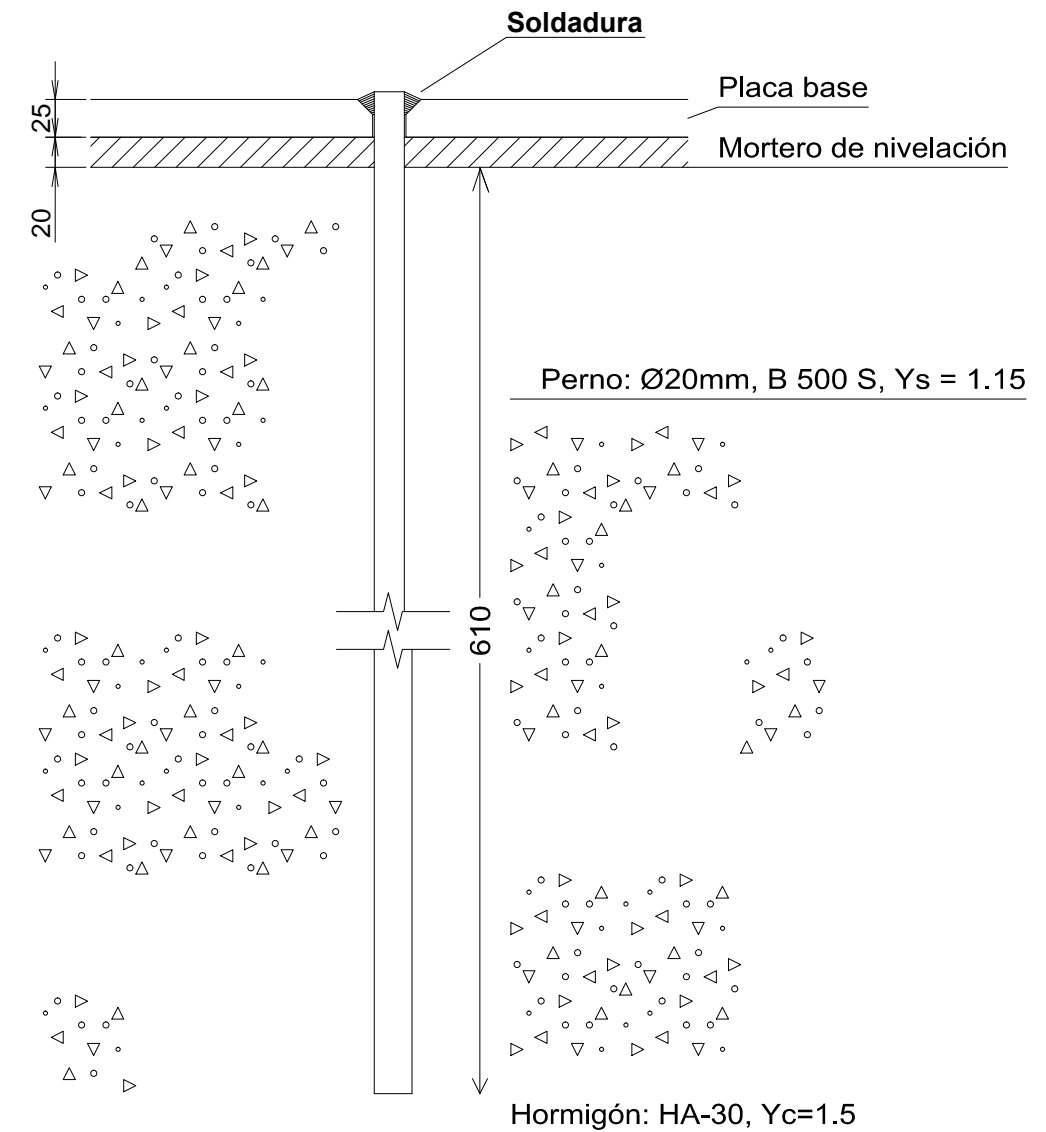


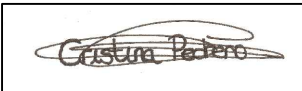
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL DE CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D ^a . Cristina Pedreño Amador	VISTAS ZAPATA EXTERIOR	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:30
		Plano N° 9

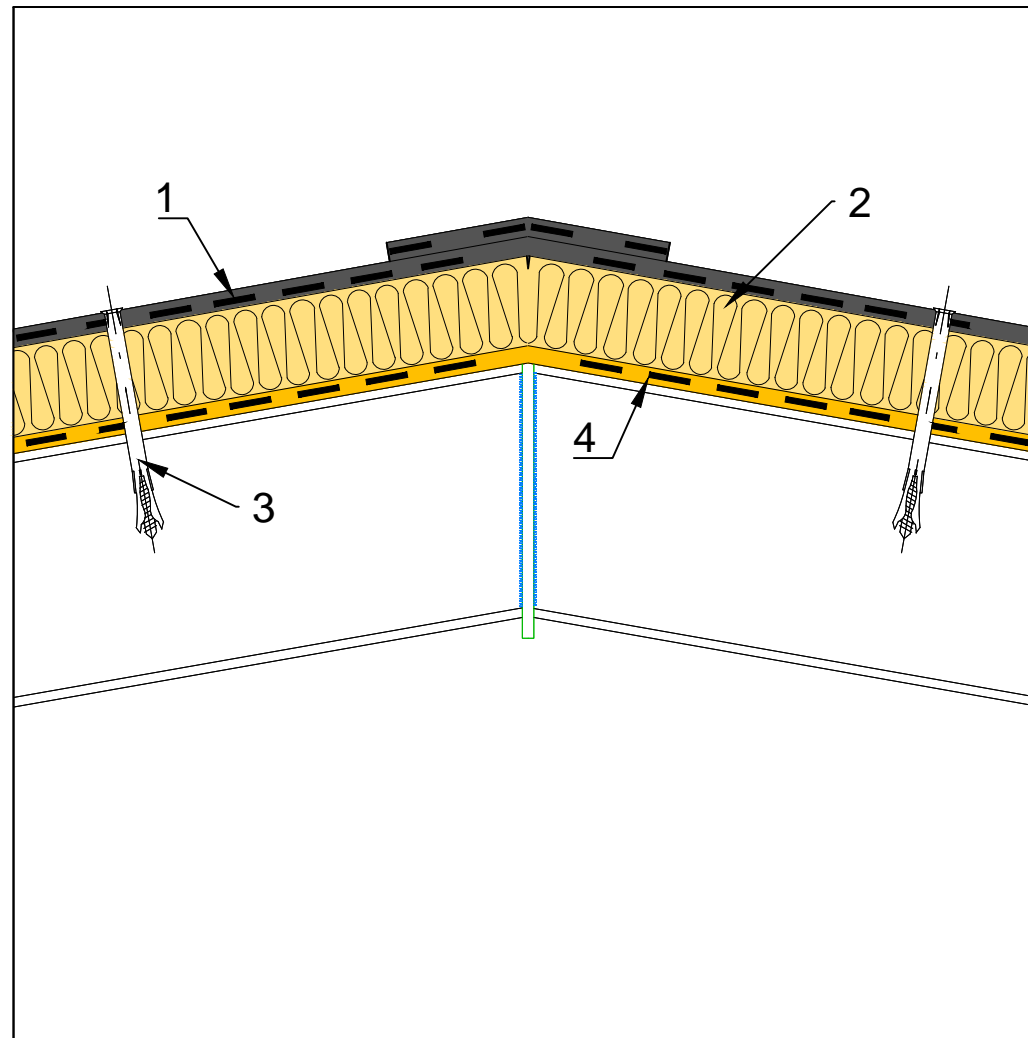
DETALLE ANCLAJE PERNO INTERIOR



DETALLE ANCLAJE PERNO EXTERIOR

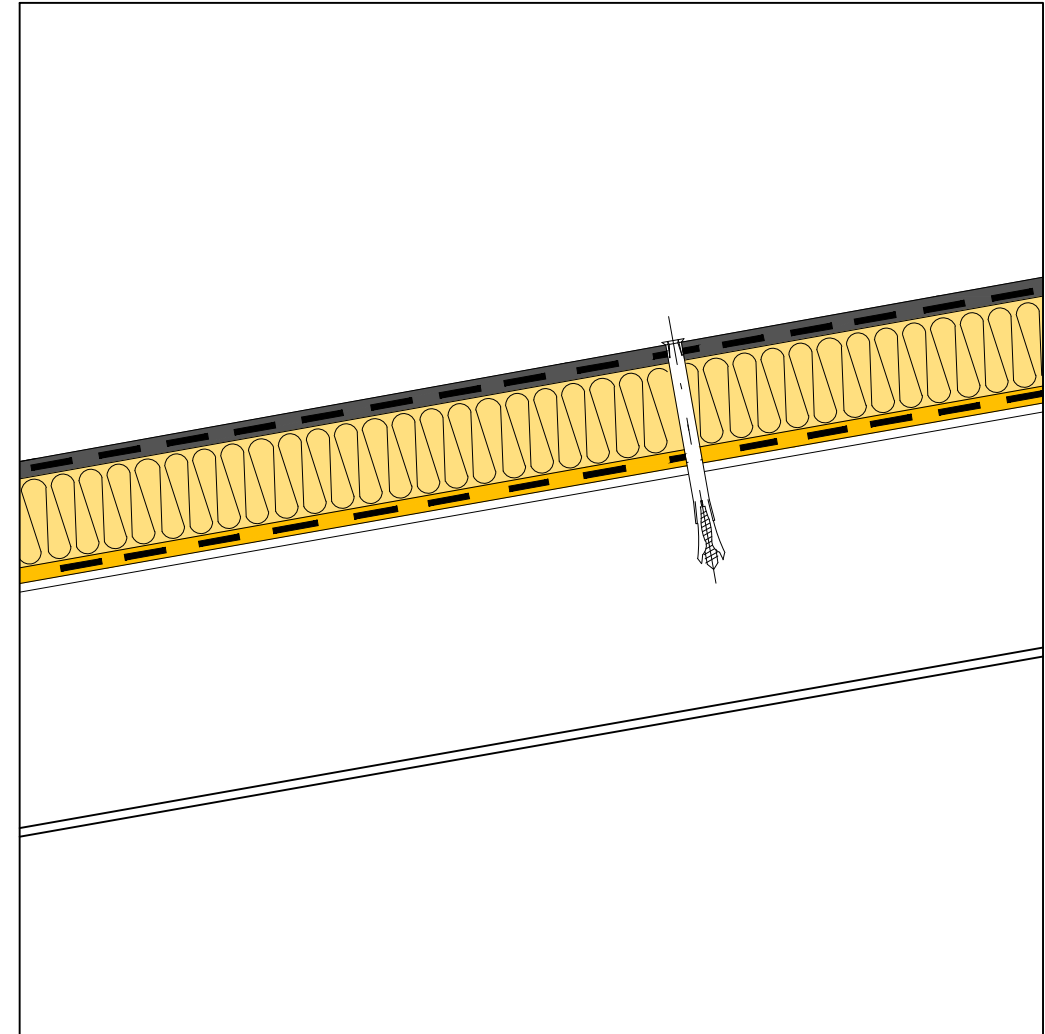


UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela Técnica superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D^a. Cristina Pedreño Amador	DETALLE ANCLAJE PERNOS	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:10
		Plano Nº 10




CUMBRERA

- 1. PANEL TIPO SÁNDWICH
- 2. LANA MINERAL
- 3. ANCLAJES
- 4. BARRERA DE VAPOR



FALDÓN

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA Escuela Técnica superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas		
"PROYECTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO INDUSTRIAL EN EL POLÍGONO INDUSTRIAL CAVILA, CARAVACA DE LA CRUZ"		
 D ^a . Cristina Pedreño Amador	DETALLE CUBIERTA	Cartagena, Septiembre 2014
		ESCALA 1:10
		Plano Nº 11