



Universidad de Valladolid



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

Máster en Ingeniería Industrial

MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL

ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

TRABAJO FIN DE MÁSTER

**Solución estructural: nave industrial tipo. Análisis y comprobaciones.
Aspectos: uniones y cimentación.**

Autor: D. Roberto Rey Valiente

Tutor: D. Mariano Cacho Pérez

Valladolid, julio de 2021



Universidad de Valladolid



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

Máster en Ingeniería Industrial

MÁSTER EN INGENIERÍA INDUSTRIAL

ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

TRABAJO FIN DE MÁSTER

**Solución estructural: nave industrial tipo. Análisis y comprobaciones.
Aspectos: uniones y cimentación.**

Autor: D. Roberto Rey Valiente

Tutor: D. Mariano Cacho Pérez

Valladolid, julio de 2021

Resumen

En el siguiente documento, se presenta el proceso del diseño de una nave industrial, con el fin de desarrollar el dimensionado de los diferentes elementos estructurales, principalmente de acero, siguiendo las normativas actuales. Se trabajará simultáneamente con el *software* CYPE, para dicho diseño y la comprobación de los resultados obtenidos.

Antes de ello, será necesario determinar la ubicación de la nave industrial, para conocer las distintas acciones, y combinaciones de estas, que pueden actuar sobre la estructura a lo largo de su vida útil. Dichas acciones, calculadas a partir del CTE, se acompañarán a su vez con las calculadas por el programa de cálculo.

También, se abordará los diseños de las diferentes uniones entre los distintos elementos estructurales; y el diseño de la cimentación de hormigón necesaria, así como su conexión con los pilares de la estructura mediante placas de anclaje y pernos.

Palabras clave: estructura, combinación de cargas, acero, programa de cálculo.

Abstract

In the following document, the design process of an industrial building is presented, in order to develop the dimensioning of the different structural elements, mainly in steel, following the current regulations. Simultaneous work will be carried out with CYPE software for the design and verification of the results obtained.

Before this, it will be necessary to determine the location of the industrial building, in order to know the different actions, and combinations of these, that can act on the structure throughout its useful life. These actions, obtained from the CTE, will in turn be compared with those calculated by the software.

Also, the designs of the different joints between the different structural elements will be addressed; and the design of the necessary concrete foundation, as well as its connection with the pillars of the structure by means of anchor plates and bolts.

Keywords: structure, load combination, steel, calculation software.

Agradecimientos

Me gustaría agradecer y dedicar este proyecto a todas aquellas personas que me han ayudado en todo este proceso y a lo largo de toda mi carrera universitaria.

Gracias a mis padres, Pilar y Juan Carlos, por creer y confiar en mí en todo momento, por hacer posible que yo haya podido estar aquí hoy, ayudándome y apoyándome todos los días. Gracias también a mi hermano Pablo por alegrarse y animarme en todo aquello que he ido consiguiendo.

Gracias a todos mis amigos por la paciencia y ayuda que me han proporcionado en todo momento. Gracias a todos aquellos amigos que he hecho durante el Master: Mar, Pablo, Rodri, Barbara, Jandro, Adri...que, al fin y al cabo, han sido lo mejor que he conocido durante estos dos años; y a todos mis amigos de siempre, por confiar en mí y por estar ahí en los altibajos que he tenido durante esta etapa tan rara de nuestras vidas, por estar ahí cada día y hacer que los días duros de estudio y trabajo no lo fueran tanto.

Gracias María, por ser mi gran apoyo en esta etapa de mi vida.

Finalmente me gustaría agradecer a todos mis profesores los conocimientos transmitidos, y sobre todo gracias a mi tutor Mariano por hacer posible este proyecto y por guiarme durante todo el proceso.

Contenido

Capítulo 1. Introducción y Objetivos	1
1.1 Antecedentes	3
1.2 Objetivos	4
1.3 Planteamiento del trabajo	4
Capítulo 2. Estado del arte	7
2.1 La estructura industrial	9
2.1.1 Aspectos para el diseño de una estructura	9
2.1.2 Materiales estructurales	10
2.1.3 Elementos estructurales	11
2.2 Normativa a aplicar	12
2.3 Programa de cálculo empleado.....	13
Capítulo 3. Situación y emplazamiento	15
3.1 Situación y emplazamiento	17
3.2 Características de la parcela	19
3.3 Bonificaciones fiscales del Ayuntamiento de Tordesillas	19
3.3.1 Impuestos sobre construcción, instalaciones y obras	19
3.3.2 Impuestos sobre actividades económicas	19
Capítulo 4. Análisis elástico-lineal de la estructura	21
4.1 Hipótesis de carga	23
4.1.1 Introducción al cálculo de cargas	23
4.1.2 Cálculo de las hipótesis de carga según CTE-DB-SE-AE	24
4.1.3 Estados Límite	46
4.2 Correas	50
4.2.1 Dimensionado mediante CYPE.....	50
4.2.2 Comprobaciones de las correas	51
4.3 Modelización de la estructura con CYPE.....	57
4.3.1 Generador de pórticos	57
4.3.2 CYPE 3D.....	59
4.3.2.1 Geometría. Elementos barra	61
4.3.2.2 Uniones.....	71
4.3.2.3 Cimentación.....	76
Capítulo 5. Estados límite	83
5.1 Introducción al cálculo	85
5.1.1 Respuesta estructural.....	86
5.2 Pilares esquina. IPE 500.....	90
5.3 Pilarillo hastial. IPE 300.....	101

5.4 Pilar interior. IPE 180.....	111
5.5 Dintel. IPE 360, con cartelas.....	120
5.6 Viga de atado. IPE 270.....	132
5.7 Viga de forjado. IPE 240.....	142
5.8 Tirante cruz de San Andrés. Redondo macizo R16.....	149
Capítulo 6. Uniones	151
6.1 Introducción al cálculo	153
6.1.1 Bases de cálculo	153
6.1.2 Resistencia y especificaciones de uniones soldadas.....	155
6.2 Definición de las uniones de la estructura.....	159
6.2.1 Unión pilar-vigas de atado-dintel	159
6.2.2 Unión pilarillo-dintel.....	165
6.2.3 Unión entre dinteles.....	169
6.2.4 Unión de los tirantes.....	172
6.3 Placas de anclaje.....	175
6.3.1 Descripción de la placa de anclaje.....	175
6.3.2 Comprobaciones y cálculo de la placa de anclaje	178
Capítulo 7. Cimentación	189
7.1 Introducción al cálculo	191
7.2 Comprobaciones de Estado Límite Último	196
7.2.1 Hundimiento.....	196
7.2.2 Deslizamiento.....	199
7.2.3 Vuelco	200
7.3 Comprobaciones geométrica y estructurales	202
7.4 Resistencia del elemento zapata y dimensión de la armadura.....	203
Capítulo 8. Coste energético y emisiones de CO2	207
8.1 Introducción a la valoración	209
8.2 Valoración del coste energético y emisiones de la estructura	209
8.2.1 Acero laminado	209
8.2.2 Elementos de cubrición	210
8.2.3 Uniones.....	212
8.2.4 Cimentación.....	214
8.3 Resumen	216
Capítulo 9. Presupuesto del trabajo	219
9.1 Introducción al presupuesto.....	221
9.2 Presupuesto.....	222
9.2.1 Cálculo anual de los días efectivos de trabajo.....	222

9.2.2 Coste de recursos humanos	223
9.2.3 Coste del material	224
9.2.4 Costes directos.....	225
9.2.4 Costes indirectos.....	225
9.3 Coste total del proyecto.....	226
Capítulo 10. Conclusiones.....	227
10.1 Conclusiones	229
10.2 Líneas futuras	231
Capítulo 11. Bibliografía.....	233
Anexo A. Obtención de cargas mediante CYPE: Generador de Pórticos	237
Anexo B. Normativa para la obtención de hipótesis de cargas	251
Anexo C. Combinaciones de cargas	263

Índice de Figuras

<i>Figura 1. Situación Parque Empresarial de Tordesillas [11]</i>	17
<i>Figura 2. Vista aérea Parque Empresarial y Logístico Tordesillas</i>	18
<i>Figura 3. Emplazamiento de la parcela [11]</i>	19
<i>Figura 4. Croquis distribución de cargas [12]</i>	25
<i>Figura 5. Hipótesis de nieve (N0) sobre un pórtico central</i>	27
<i>Figura 6. Direcciones asociadas a la carga del viento [14]</i>	31
<i>Figura 7. Hipótesis de viento V(0º)H1 sobre un pórtico central</i>	42
<i>Figura 8. Hipótesis de peso propio sobre un pórtico central</i>	44
<i>Figura 9. Mapa de peligrosidad sísmica [8]</i>	46
<i>Figura 10. Edición de correas</i>	50
<i>Figura 11. Dimensiones y términos de selección de perfiles en Z [15]</i>	51
<i>Figura 12. Solicitaciones y deformaciones para una viga simple apoyada con carga uniforme [16]</i>	52
<i>Figura 13. Cargas soportadas por el panel tapajuntas a 1 vano [13]</i>	55
<i>Figura 14. Características técnicas del panel tapajuntas [13]</i>	56
<i>Figura 15. Generación de pórticos de dos aguas</i>	57
<i>Figura 16. Datos del muro lateral</i>	58
<i>Figura 17. Pórtico con todas las características añadidas por el usuario</i>	58
<i>Figura 18. Opciones para la exportación a CYPE 3D</i>	59
<i>Figura 19. Elementos exportados desde el Generador de Pórticos</i>	59
<i>Figura 20. Gestión de capas</i>	60
<i>Figura 21. Vistas de la estructura</i>	61
<i>Figura 22. Describir posición pilarillos</i>	62
<i>Figura 23. Vista de la fachada frontal</i>	63
<i>Figura 24. Pilarillos, pilares interiores y vigas del forjado</i>	63
<i>Figura 25. Estructura de la nave industrial</i>	64
<i>Figura 26. Vista cónica fachada hastial</i>	65
<i>Figura 27. Vista cónica fachada lateral</i>	65
<i>Figura 28. Vista cónica superior</i>	65
<i>Figura 29. Selección de vinculación exterior</i>	66
<i>Figura 30. Describir material de la obra a partir de los datos generales</i>	67
<i>Figura 31. Interfaz de selección de coeficientes de pandeo para un pilarillo</i>	68
<i>Figura 32. Comprobación para los perfiles de la serie</i>	70
<i>Figura 33. Leyes de momentos para todas las barras de la estructura</i>	70
<i>Figura 34. Leyes de axiles para un pórtico central</i>	71
<i>Figura 35. Uniones a diseñar</i>	72

<i>Figura 36.a. Unión Pilar-Dintel central.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 37.a. Unión entre dos dinteles</i>	<i>74</i>
<i>Figura 38.a. Unión Pilar-Cruz de San Andrés.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 39. Diseño de placa de anclaje.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 40. Proyección de las placas de anclaje con la cimentación a diseñar.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 41. Situación de las zapatas de hormigón armado</i>	<i>77</i>
<i>Figura 42. Cimentación estándar sin dimensionar</i>	<i>78</i>
<i>Figura 43. Datos generales cimentación</i>	<i>79</i>
<i>Figura 44. Cimentación dimensionada.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 45. Cimentación dimensionada final.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 46. Aprovechamiento de las barras de la estructura</i>	<i>86</i>
<i>Figura 47. Envoltentes de momento flector, axil y cortante para el pilar esquina IPE 500</i>	<i>87</i>
<i>Figura 48. Diagramas de momentos para la combinación 1,35PP+1,05B_Forjado +1,5V(0º)H3+0,75N(R)2 del pilar esquina IPE 500.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 49. Flecha máxima para el pilar esquina IPE 500.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 50. Características IPE 500 Pilar esquina</i>	<i>90</i>
<i>Figura 51. Coeficientes de imperfección según tipo de sección [6]</i>	<i>98</i>
<i>Figura 52. Características IPE 300 pilarillo</i>	<i>101</i>
<i>Figura 53. Características IPE 180 pilar interior</i>	<i>111</i>
<i>Figura 54. Características IPE 360 Dintel</i>	<i>120</i>
<i>Figura 55. Coeficientes de imperfección elástica [6].....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 56. Características IPE 270 Viga de atado.....</i>	<i>132</i>
<i>Figura 57. Características IPE 240.....</i>	<i>142</i>
<i>Figura 58. Características R16 Cruz de San Andrés</i>	<i>149</i>
<i>Figura 59.a. Unión soldada: Unión en T [6].....</i>	<i>156</i>
<i>Figura 60. Coeficientes de correlación β_w [6].....</i>	<i>156</i>
<i>Figura 61. Tensiones en la sección de garganta [6]</i>	<i>157</i>
<i>Figura 62. Espesor de garganta del cordón de soldadura [a] [6]</i>	<i>157</i>
<i>Figura 63. Método de representación de soldaduras [6]</i>	<i>158</i>
<i>Figura 64. Referencias 1, 2a y 2b [6]</i>	<i>158</i>
<i>Figura 65. Unión Pilar-Viga de atado-Dintel</i>	<i>159</i>
<i>Figura 66. Detalle unión Pilar-Viga de atado-Dintel</i>	<i>160</i>
<i>Figura 67. Unión Pilarillo-Dintel</i>	<i>165</i>
<i>Figura 68. Detalle unión Pilarillo-Dintel</i>	<i>166</i>
<i>Figura 69. Unión Dintel-Dintel.....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 70. Detalle unión Dintel-Dintel.....</i>	<i>169</i>

<i>Figura 71. Uniones tirantes</i>	<i>172</i>
<i>Figura 72. Detalle de las uniones de los tirantes.....</i>	<i>173</i>
<i>Figura 73. Vista 3D de la placa de anclaje diseñada para el pilar IPE 500.....</i>	<i>176</i>
<i>Figura 74. Despiece de la placa de anclaje diseñada para el pilar IPE 500.....</i>	<i>177</i>
<i>Figura 75. Superficies de reparto máximo a compresión.....</i>	<i>179</i>
<i>Figura 76. Núcleo central área sección.....</i>	<i>180</i>
<i>Figura 77. Flexión dominante [6].....</i>	<i>181</i>
<i>Figura 78. Distancias influyentes en las ecuaciones de equilibrio para flexión dominante [18].....</i>	<i>182</i>
<i>Figura 79. Distancia entre pernos [6].....</i>	<i>184</i>
<i>Figura 80. Coeficientes de seguridad parciales [7].....</i>	<i>193</i>
<i>Figura 81. Concepto de rigidez estructural [9].....</i>	<i>194</i>
<i>Figura 82. Vista 3D de la zapata correspondiente al pilar esquina IPE 500.....</i>	<i>194</i>
<i>Figura 83. Planta, alzado y perfil de la zapata correspondiente al pilar esquina IPE 500.....</i>	<i>195</i>
<i>Figura 84. Presiones de hundimiento para zapatas [7].....</i>	<i>196</i>
<i>Figura 85. Zapata equivalente para la comprobación de ELU [7].....</i>	<i>197</i>
<i>Figura 86. Parámetros para el estudio del vuelco en una zapata aislada.....</i>	<i>201</i>
<i>Figura 87. Modelo para el estudio de zapata a flexocompresión [8].....</i>	<i>203</i>
<i>Figura A.1. Introducción de datos generales y cargas.....</i>	<i>239</i>
<i>Figura A.2. Hipótesis de peso propio sobre un pórtico central.....</i>	<i>240</i>
<i>Figura A.3. Valores característicos de las sobrecargas de uso [5].....</i>	<i>241</i>
<i>Figura A.4. Hipótesis de sobrecarga de uso en cubierta sobre un pórtico central.....</i>	<i>241</i>
<i>Figura A.5. Normativa para el cálculo de la sobrecarga de viento.....</i>	<i>242</i>
<i>Figura A.6. Huecos en fachada.....</i>	<i>243</i>
<i>Figura A.7. Hipótesis de viento V(0º)H1 sobre un pórtico central.....</i>	<i>243</i>
<i>Figura A.8. Hipótesis de viento V(0º)H2 sobre un pórtico central.....</i>	<i>244</i>
<i>Figura A.9. Hipótesis de viento V(0º)H3 sobre un pórtico central.....</i>	<i>244</i>
<i>Figura A.10. Hipótesis de viento V(0º)H4 sobre un pórtico central.....</i>	<i>245</i>
<i>Figura A.11. Hipótesis de viento V(90º)H1 sobre un pórtico central.....</i>	<i>245</i>
<i>Figura A.12. Hipótesis de viento V(90º)H2 sobre un pórtico central.....</i>	<i>246</i>
<i>Figura A.13. Normativa para el cálculo de sobrecarga de nieve.....</i>	<i>246</i>
<i>Figura A.14. Datos de zona climática por término municipal.....</i>	<i>247</i>
<i>Figura A.15. Hipótesis de nieve (N(EI)) sobre un pórtico central.....</i>	<i>248</i>
<i>Figura A.16. Hipótesis de nieve (N(R)1) sobre un pórtico central.....</i>	<i>248</i>
<i>Figura A.17. Hipótesis de nieve (N(R)2) sobre un pórtico central.....</i>	<i>249</i>
<i>Figura B.1 Zonas climáticas de España [5].....</i>	<i>254</i>
<i>Figura B.2. Valores para la sobrecarga de nieve sobre terreno horizontal [5].....</i>	<i>254</i>

<i>Figura B.3. Valores básicos de la velocidad del viento por regiones [5].....</i>	<i>255</i>
<i>Figura B.4. Corrección de la velocidad básica en función del periodo de servicio. [5]</i>	<i>256</i>
<i>Figura B.5. Coeficientes para tipo de entorno [5]</i>	<i>256</i>
<i>Figura B.6. Presiones producidas por la fuerza del viento en una construcción industrial [5]</i>	<i>257</i>
<i>Figura B.7. Coeficientes de presión interior [5]</i>	<i>257</i>
<i>Figura B.8. Áreas de influencia, en alzado y planta, de las fachadas verticales con viento a 0º [5]</i>	<i>258</i>
<i>Figura B.9. Coeficientes de presión exterior para fachadas verticales [5]</i>	<i>258</i>
<i>Figura B.10. Áreas de influencia, en alzado y planta, de las fachadas verticales con viento a 90º [5]</i>	<i>259</i>
<i>Figura B.11. Áreas de influencia, en alzado y planta, de la cubierta a dos aguas con viento a 0º [5]</i>	<i>259</i>
<i>Figura B.12. Coeficientes de presión exterior para cubiertas a dos aguas con viento incidente a 0º [5].....</i>	<i>260</i>
<i>Figura B.13. Áreas de influencia, en alzado y planta, de la cubierta a dos aguas con viento a 90º [5]</i>	<i>260</i>
<i>Figura B.14. Coeficientes de presión exterior para cubiertas a dos aguas con viento incidente a 90º [5].....</i>	<i>261</i>
<i>Figura C.1. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones [4]</i>	<i>265</i>
<i>Figura C.2. Coeficientes de simultaneidad [4]</i>	<i>266</i>

Índice de Tablas

Tabla 1. Hipótesis de sobrecarga de nieve	26
Tabla 2. Carga distribuida en los dinteles por las hipótesis de sobrecarga de nieve	27
Tabla 3. Cargas de nieve sobre los dinteles obtenidas por el Software y de forma analítica	28
Tabla 4. Superficie de las diferentes áreas de influencia de las fachadas verticales a 0º	32
Tabla 5. Coeficientes de presión exterior para fachadas verticales con viento incidente a 0º	33
Tabla 6. Superficie de las diferentes áreas de influencia de las fachadas verticales a 90º	33
Tabla 7. Coeficientes de presión exterior para fachadas verticales con viento incidente a 90º	34
Tabla 8. Superficie de las diferentes áreas de influencia de la cubierta a dos aguas a 0º	34
Tabla 9. Coeficientes de presión exterior para cubiertas a dos aguas con viento incidente a 0º	35
Tabla 10. Superficie de las diferentes áreas de influencia de la cubierta a dos aguas a 90º	35
Tabla 11. Coeficientes de presión exterior para cubiertas a dos aguas con viento incidente a 90º	36
Tabla 12. Cálculo de las presiones estáticas internas	36
Tabla 13. Cálculo de las presiones estáticas externas por viento a 0º	37
Tabla 14. Cálculo de las presiones estáticas externas por viento a 90º	38
Tabla 15. Hipótesis de viento a 0º con presión tipo 1 y presión interior	39
Tabla 16. Hipótesis de viento a 0º con presión tipo 2 y presión interior	39
Tabla 17. Hipótesis de viento a 0º con presión tipo 1 y succión interior	40
Tabla 18. Hipótesis de viento a 0º con presión tipo 2 y succión interior	40
Tabla 19. Hipótesis de viento a 90º Sin acción interior	41
Tabla 20. Hipótesis de viento a 90º Sin acción interior	41
Tabla 21. Cargas de peso propio sobre el dintel	43
Tabla 22. Cargas de peso propio sobre los dinteles obtenidas por el Software y de forma analítica	44
Tabla 23. Referencia 3	158
Tabla 24. Referencia 4	159
Tabla 25. Descripción perfiles de la unión	161
Tabla 26. Descripción de otros elementos de la unión	161
Tabla 27. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión en el pilar IPE 400	162
Tabla 28. Comprobaciones geométricas del cordón de soldadura asociadas al IPE 400	162
Tabla 29. Comprobaciones de resistencia del cordón de soldadura asociado al pilar IPE 400	163
Tabla 30. Comprobaciones geométricas y de resistencia del cordón de soldadura asociado a la viga IPE 360 .	163
Tabla 31. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión en la viga IPE 270	164
Tabla 32. Comprobaciones geométricas y de resistencia del cordón de soldadura asociados a la viga IPE 270	164
Tabla 33. Mediciones de las soldaduras y otros elementos de unión	164
Tabla 34. Descripción de los perfiles y otros elementos de la unión	167
Tabla 35. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión en la viga IPE 360	167

<i>Tabla 36. Comprobaciones geométricas del cordón de soldadura asociadas al IPE 360</i>	168
<i>Tabla 37. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión en el pilarillo IPE 300</i>	168
<i>Tabla 38. Comprobaciones geométricas del cordón de soldadura asociadas al IPE 300</i>	168
<i>Tabla 39. Mediciones de las soldaduras y otros elementos de la unión pilarillo-dintel</i>	169
<i>Tabla 40. Descripción perfiles de la unión</i>	170
<i>Tabla 41. Descripción de otros elementos de la unión</i>	170
<i>Tabla 42. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión del dintel IPE 360</i>	170
<i>Tabla 43. Comprobaciones geométricas del cordón de soldadura asociada al IPE 360</i>	171
<i>Tabla 44. Comprobaciones de resistencia del cordón de soldadura asociada al IPE 360</i>	171
<i>Tabla 45. Comprobación de resistencia de la chapa frontal</i>	171
<i>Tabla 46. Mediciones de las soldaduras y otros elementos de la unión dintel-dintel</i>	172
<i>Tabla 47. Comprobación de resistencia del elemento L70x8</i>	173
<i>Tabla 48. Comprobaciones geométricas y de resistencia del cordón de soldadura respecto a la unión de los tirantes</i>	173
<i>Tabla 49. Mediciones de soldadura y otros elementos de unión</i>	174
<i>Tabla 50. Total, mediciones acero laminado</i>	209
<i>Tabla 51. Coste energético y emisiones del acero laminado de la estructura</i>	210
<i>Tabla 52. Total, mediciones elementos de cubrición</i>	210
<i>Tabla 53. Coste energético y emisiones de los elementos de cubrición</i>	211
<i>Tabla 54. Medición, total de chapas y rigidizadores</i>	212
<i>Tabla 55. Medición, total de angulares</i>	212
<i>Tabla 56. Medición, total de elementos de las placas de anclaje</i>	213
<i>Tabla 57. Coste energético y emisiones de los elementos uniones</i>	213
<i>Tabla 58. Medición, total hormigón armado en las zapatas aisladas</i>	214
<i>Tabla 59. Medición, total hormigón armado de vigas de atado</i>	215
<i>Tabla 60. Costes energéticos y emisiones de la cimentación</i>	216
<i>Tabla 61. Cálculo anual de los días efectivos de trabajo</i>	222
<i>Tabla 62. Distribución temporal del trabajo</i>	223
<i>Tabla 63. Coste total del personal</i>	224
<i>Tabla 64. Coste del material</i>	224
<i>Tabla 65. Costes directos</i>	225
<i>Tabla 66. Costes indirectos</i>	225
<i>Tabla 67. Coste total del proyecto</i>	226
<i>Tabla C.1. Combinaciones de cargas según ELU</i>	267
<i>Tabla C.2. Combinaciones de cargas según ELS</i>	281

Capítulo 1. Introducción y Objetivos

1.1 Antecedentes

Las naves industriales son espacios o construcciones que sirven para el beneficio de una industria, en ellas se realizan actividades de almacenaje, producción, manufactura, distribución, en otras. Presentan grandes espacios diáfanos, de manera que las operaciones no presentan grandes obstáculos o restricciones, facilitando así la manera de trabajar, gracias a un buen aprovechamiento del espacio útil.

Estas naves industriales comenzaron a construirse con la llegada de la Revolución Industrial; suponiendo una transformación en la forma de vida de la sociedad. Se empleaban distintos materiales para su construcción, principalmente se utilizaban vigas de madera y piedra; pero conforme fue evolucionando la industria, se empezó a tener en cuenta otros aspectos diferentes como la iluminación o la calefacción a la hora de diseñar y construir la misma, además del uso de nuevos materiales que se han erigido comunes en la actualidad como el cristal, cementos, plásticos, etc.

En la actualidad, la presencia de naves industriales se habilita en polígonos industriales, lugares especializados y autorizados para ello destinados por la administración pública, con determinadas especificaciones, u Ordenanzas Reguladoras, que se deben cumplir en la construcción de las mismas. Además, es imprescindible que dichos polígonos industriales presenten unos servicios comunes tales como suministro de agua, energía eléctrica, red telefónica y buenas comunicaciones de transporte.

Hay una gran variedad de naves industriales, según la actividad para la que va a ser utilizada y en cuanto a los diferentes tipos de materiales que se piensan emplear para su construcción. Ya sea acero estructural, hormigón armado o demás materiales de construcción, será el proyectista el que deba sopesar sus ventajas y desventajas, con el fin de determinar la solución más inteligente para la estructura más ventajosa respecto a la aplicación buscada por el contratista.

En el presente documento se busca desarrollar la completa definición de una nave industrial. En un primer lugar será necesario determinar su ubicación, el polígono industrial de Tordesillas, donde se mostrará el emplazamiento.

Una vez conocido el emplazamiento, será necesario calcular las diferentes cargas (acciones de viento, nieve, actividad, etc) que van a actuar sobre la estructura. Estas acciones variarán según el emplazamiento de la nave; y son fundamentales para posteriormente conocer los esfuerzos solicitantes de los elementos estructurales de la nave.

Tanto el diseño de los elementos estructurales, uniones o cimentación de la nave, las distintas acciones de carga, como las combinaciones y los esfuerzos se obtendrán mediante el programa de cálculo CYPE, para posteriormente poder comparar y corroborar los resultados obtenidos respecto a la normativa del Código Técnico de Edificación (CTE).

También, con la ayuda de los módulos de cálculo específicos de CYPE, se procederá al cálculo de las distintas uniones necesarias entre los diferentes elementos estructurales, así como otros elementos como ménsulas, rigidizadores, cartelas en el caso que fuesen necesarios.

Finalmente, con las facilidades de diseño y cálculo que proporciona el programa de cálculo, se desarrollará el diseño de la cimentación de hormigón necesaria, así como su conexión con los pilares de la estructura mediante placas de anclaje y pernos.

1.2 Objetivos

El objeto de este trabajo es la definición, diseño y análisis completo de una nave industrial, mediante la aplicación de los distintos conocimientos que se han ido adquiriendo a lo largo de la carrera y de este Master, tales como Elasticidad, Resistencia y Estructuras, Estructuras Industriales, Ingeniería de la Construcción o Proyectos Técnico Industrial.

Para ello, será necesario la adquisición del conocimiento de la normativa del Código Técnico de Edificación para el desarrollo de este tipo de estructuras; en segundo lugar, el aprendizaje de un correcto manejo del *Software* CYPE 2021, una herramienta de cálculo estructural realmente útil para la simulación de estas naves.

Finalmente se pondrá en manifiesto el conocimiento ganado de los dos puntos anteriores para desarrollar las verificaciones y comprobaciones del dimensionamiento de los principales elementos estructurales de este tipo de construcciones, calculando para ello las acciones a las que puede llegar a estar sometida a lo largo de su vida útil.

Será necesario conocer su ubicación, para ello se ha de desarrollar un aprendizaje del manejo de documentos tales como las referencias catastrales el Plan General de Ordenación Urbanística.

Una vez determinada, se va a diseñar la nave industrial apoyándose del *Software* Cype. Se obtendrán las acciones de carga que actuarán sobre la nave y se calcularán los esfuerzos sobre los elementos estructurales de las distintas combinaciones de acciones.

Se seguirán las distintas comprobaciones de resistencia estructural, inestabilidad y pandeo, marcadas por Código Técnico de Edificación, para el diseño estructural de los distintos elementos, analizando los resultados y proponiendo mejoras constructivas; y la posterior comprobación del diseño final.

Una vez diseñados los elementos barra de la estructura, se pretenderá calcular y diseñar las uniones necesarias entre los distintos elementos, ya sean entre barra – barra o placas de anclaje y pernos de cortante frente a la cimentación. De nuevo, se utilizará la normativa del CTE para el cálculo de dichas uniones.

Finalmente se va a realizar un estudio de la cimentación que ha de necesitar la nave industrial ya definida.

Además, con el apoyo del *Software* Cype, conjuntamente con el diseño y dimensionado de la estructura, se compararán los resultados obtenidos mediante los procesos de obtención de las acciones de carga y de cálculo de resistencia de elementos estructurales, uniones y cimentación; aprendiendo a manejarse con la aplicación de la normativa.

1.3 Planteamiento del trabajo

El siguiente documento se organizará de la siguiente manera. En primer lugar, tras una introducción relativa al uso de las naves industriales, sus aspectos de diseño, la normativa a aplicar, además de presentar los módulos con los que se va a trabajar de la herramienta de cálculo CYPE; se presenta la situación y el emplazamiento de la estructura.

Es necesario conocer esto último previamente a la obtención de las diferentes hipótesis de carga que deberá soportar la nave industrial a diseñar, ya que estas variarán en función de la localidad de la misma. Se referenciarán las acciones de carga permanente, de viento, nieve y sobrecarga de uso. Se obtendrán dichas acciones según el Código Técnico de Edificación, y se compararán con las que muestra el programa de cálculo.

Tras obtener dichas hipótesis, se presentarán todas las combinaciones de cargas según los Estados Límite Último y de Servicio.

Posteriormente, se mostrará la modelización de la nave industrial, comenzando con el dimensionado de las correas, para proseguir con definir la geometría de los elementos barra, el dimensionado de las uniones y generar la cimentación apropiada. El modelizado se realizará con los módulos del Generador de Pórticos y CYPE 3D.

Una vez dimensionada la estructura, se podrá comprobar los esfuerzos generados en sus elementos estructurales, para así realizar las comprobaciones pertinentes a los elementos barra, las uniones y la cimentación, siguiendo las directrices del Código Técnico de Edificación.

Finalmente, se desarrollará una escueta valoración energética y de emisiones de CO₂.

Capítulo 2. Estado del arte

2.1 La estructura industrial

Se puede definir como estructura al conjunto de elementos, unidos, ensamblados o conectados entre sí, que tienen la función de recibir cargas, soportar esfuerzos y transmitir esas cargas al suelo, garantizando así la función estático - resistente de la construcción; manteniendo aun así su forma inicial, sin producir así deformaciones que produzcan incompatibilidades.

Toda estructura tiene una serie de elementos sin los que sería imposible mantenerla estática. Estos se hacen necesarios para lograr la inmovilidad total o parcial de la construcción, teniendo por tanto una función mecánica o estático-resistente, lo que permitirá que la edificación mantenga sus características esenciales de acuerdo con su finalidad y requisitos económicos.

Desde el punto de vista estructural, toda edificación está compuesta por elementos soportantes y soportados. Un ejemplo de esto está en la estructura que soporta la cubierta de una nave; es necesario construir una estructura que soporte el techo a sí mismo, y que, a su vez, soporte la cubierta para que no caiga. En la construcción, todos los elementos son en mayor o menor medida estructura, puesto que al menos se sujetan a sí mismos y a otros elementos cercanos.

Normalmente, con el fin de la definición y el diseño de cualquier tipo de estructura se tienen en cuenta una serie de peculiaridades: resistencia, durabilidad, inestabilidad, servicio, y otros que se están volviendo más importantes como el sostenible, ecológicos y económicos.

2.1.1 Aspectos para el diseño de una estructura

- **Resistencia:** Los elementos han de ser dimensionados con el fin de que ninguna combinación de cargas posibles hagan que dichos elementos deban sobrepasar unos esfuerzos o tensiones admisibles determinados por el tipo y la clase del material.
- **Durabilidad:** Los elementos de una estructura se deben diseñar para que las distintas acciones químicas, biológicas, corrosivas, además de las físicas y las de contra el fuego. Por ello se suelen aplicar pinturas, resinas o utilizar unos métodos como los galvanizados o el chorreado y cajeado, para mejorar esta propiedad frente a los distintos efectos adversos que se pudieran producir.
- **Inestabilidad:** una estructura inestable es aquella en la que los elementos estructurales que la forman están dispuestos de tal manera que es susceptible de colapsar o derrumbarse al ser sometida a la acción de una carga. Existen varias maneras de que una estructura, en su totalidad o alguno de sus elementos, se vuelvan inestables, lo que depende a grandes trazos de la geometría estructural y de las características de las cargas.

Por ello, las naves industriales se han de diseñar teniendo en cuenta la geometría espacial de la estructura, los materiales que la conforman y sus propiedades mecánicas, así como el tipo de conexiones y los soportes. Además, las cargas influyen por su distribución espacial, comportamiento (incluso si son afectadas por una deformación de la estructura) y el sistema de fuerzas o reacciones.

- **Funcionalidad:** a la hora del diseño de la estructura se ha de tener en cuenta las posibles vibraciones, deformaciones y distintos pequeños desplazamientos de los elementos estructurales, así como del asentamiento de la cimentación; manteniéndolos en unos límites que aseguren la estabilidad y el buen comportamiento de la estructura.

- Económico: para el diseño de la estructura se intentará encarecer el precio de la estructura, no entrando en costes innecesarios.
- Ecológicos y sostenibles: a la hora del diseño, se debe tener en cuenta como dicha estructura contribuye al confort y la calidad del hábitat. Es de suma importancia elegir los materiales que impliquen un mejor comportamiento hacia el medio ambiente, por su bajo consumo energético, por su escaso nivel contaminante o por su mejor comportamiento como residuo.

2.1.2 Materiales estructurales

Como se comentó anteriormente, las naves industriales son construcciones que sirven para el desarrollo de cualquier actividad industrial, ya sean almacenaje, producción, manufactura, distribución, montaje...

Sin apenas apoyos intermedios, se tienen espacios diáfanos de más de 20m, ya que de esta manera la operación no tiene obstáculos ni restricciones, facilitando el movimiento y el desarrollo de la actividad en la misma. Esta propiedad dependerá principalmente de la tipología estructural y materiales empleados para la construcción de esta.

Por ello, para conseguir la máxima efectividad, es sumamente importante escoger adecuadamente el tipo de estructura industrial. Existen tres grupos donde se pueden englobar: estructuras de hormigón, estructuras metálicas y estructuras mixtas. [1]

- Estructuras metálicas: destaca por necesitar un menor tiempo de construcción en comparación de la estructura de hormigón. Se trata de una estructura menos rígida, cuyas vigas resultan mucho más ligeras, lo cual facilita el proceso constructivo y abarata el precio del mismo. Su construcción es rápida y se pueden conseguir espacios iluminados más grandes sin necesidad de pilares dentro de la nave.
- Estructuras de hormigón: en este caso destaca por su robustez, es mucho más rígida, pero se ha de tener en cuenta que los tiempos de construcción aumentan. Estas estructuras son sumamente útiles en actividades de riesgo de fuego, por su capacidad hermética y su resistencia al fuego. Dentro de las estructuras de hormigón, se pueden tratar estructuras de hormigón prefabricado, (montaje fácil y rápida, pero de menores dimensiones) y estructuras de hormigón “in situ” (alternativa más económica, pero las que conllevan más tiempo en ser construidas).
- Estructuras mixtas: pensadas para lograr la mejor solución, a la hora de desarrollar una estructura industrial se puede optar por la combinación de ambos recursos, en pos de lograr una infraestructura resistente y segura.

Una vez conocidas las diferentes modalidades de estructuras más frecuentes según la clase de materiales que se utilizan para su construcción, se van a conocer las ventajas.

- La resistencia y otras propiedades del acero son mejores que las del hormigón. Presenta altas prestaciones específicas.

- Como se va a ver en este trabajo, las estructuras metálicas permiten ser simuladas para conocer cómo va a comportarse para ciertas condiciones: peso propio, acciones accidentales, etc
- La ductilidad del acero, frente a la fragilidad que presenta el hormigón
- Las estructuras metálicas se pueden preparar en un taller, para posteriormente llevarlas a la obra y montarlo directamente. Los procesos de calidad, además, vienen garantizadas desde el taller.
- Las estructuras metálicas son mucho más fáciles de reforzar en caso de un cambio de normativa.
- El valor residual al desmontar una estructura metálica se le puede dar otro uso, se puede reutilizar el acero.
- El uso en estructuras metálicas de perfiles tubulares facilita el equilibrado de la estructura y el dimensionado de las uniones de la estructura.
- El acero de construcción se corroe fácilmente. Es un factor decisivo que encarece la estructura, ya que es necesario protegerla, una serie de recubrimientos, frente a la corrosión y contra el fuego.

2.1.3 Elementos estructurales

Se va a presentar los distintos elementos estructurales que parecen presentes en cualquier tipo de nave industrial [2]:

- Dinteles: elementos que tienen disposición horizontal (si los pórticos son horizontales) o con cierta inclinación (en pórticos a dos aguas o con dientes de sierra). Reciben las cargas de los elementos de la cubierta, transmitiéndose a los pilares. Estas cargas producen principalmente sobre los dinteles esfuerzos flectores y cortantes, también soporta esfuerzos axiales, en menor medida, cuando las cargas de viento son elevadas.
- Correos: son un entramado de barras, apoyados en los dinteles o cerchas, resistentes en dirección longitudinal, las cuales además de arriostrar los pórticos de la nave en su plano más débil, se utilizan para soportar el cerramiento, transmitiendo la carga de estos a los dinteles.
- Pilares: son aquellos elementos estructurales que presentan disposición vertical. Soportan los esfuerzos que dados por los dinteles; y los transmiten hacia la cimentación, donde descansan encima. Principalmente son afectados por esfuerzos de flexión y compresión, por lo que son los elementos más afectados por las inestabilidades de pandeo.
- Pilarillos: elementos estructurales con la misma función que los pilares, que se sitúan en los pórticos laterales con el fin, además, de aportar resistencia en el plano menos resistente de los pórticos laterales.

- Cabios o vigas de atado: arriostran la nave longitudinalmente, aportando resistencia en los ejes débiles de los pilares al situarse entre la cabeza de estos, uniendo dos pórticos consecutivos.
- Cruces de San Andrés: elementos estructurales, usualmente de perfil tubular, que se disponen entre las crujías, entre los huecos delimitados por dinteles, pilares y cabios. Se utilizan con el fin de arriostrar longitudinalmente la estructura.
- Uniones: los diferentes elementos que componen una estructura deben ensamblarse o unirse de alguna manera que garantice el comportamiento de la estructura según fuera diseñada. La selección del tipo de conexiones debe tomar en consideración el comportamiento de la conexión, las limitaciones constructivas, la facilidad de fabricación y aspectos de montaje. Las uniones se comprobarán a resistencia, además de la capacidad de rotación de las uniones en las que se prevea la formación de rótulas plásticas en el análisis global.
- Placas de anclaje: son un tipo de uniones especiales, cuyo objetivo es acoplar la base de los pilares a la cimentación. Transmiten y distribuyen de forma uniforme la carga a la que está sometida el pilar hacia la cimentación.
- Ejiones: otro tipo de unión especial. Metálico, se utiliza para realizar una unión atornillada de las correas hacia los dinteles.
- Cimentación: elementos usualmente de hormigón cuya finalidad es transmitir al terreno las cargas y esfuerzos actuantes que se han ido transmitiendo a lo largo de la estructura. Se ha de hacer un estudio topológico previo del terreno para conocer si este podrá resistir los esfuerzos transmitidos. La cimentación podrá ser superficial, profunda o semiprofunda, dependiendo de las propiedades del terreno. Además, es necesario llevarlas a cabo las distintas comprobaciones de sólido rígido (vuelco, deslizamiento y hundimiento) y a resistencia (tensiones y durabilidad).
- Cerramientos: Medio de separación entre el interior de la nave y el exterior. Existe una gran variedad de ellos, pero el más comercializado es el panel sándwich por su facilidad de montaje, su ligereza y versatilidad, y las altas prestaciones respecto a la temperatura, corrosión, humedad, etc
- Muro perimetral: un tipo de cerramiento rígido. Se trata de una placa de hormigón prefabricada encajada entre las almas de los perfiles de los pilares. Actúa como pantalla, y trabaja mejor como arriostramiento que los cabios o las cruces de San Andrés. Suele descansar sobre las vigas arriostra o nacer desde ella.

2.2 Normativa a aplicar

Todo proyecto, independientemente de ser de temática industrial o no se debe llevar a cabo en base a una normativa. Se va a presentar la normativa que se va a emplear para el desarrollo del diseño y el cálculo de esfuerzos y resistencia de los elementos estructurales de la nave.

- Código Técnico de Edificación (CTE) [3]: es el marco normativo que establece las exigencias que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de

seguridad y habitabilidad establecidos en la Ley 38/1999 de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación (LOE). También presenta las Exigencias Básicas de calidad que deben cumplir los edificios se refieren a materias de seguridad y habitabilidad.

- Documento Básico de Seguridad Estructural (CTE-DB-SE) [4]
- Documento Básico de Seguridad Estructural - Acciones en la edificación (CTE-DB-SE-AE) [5]
- Documento Básico de Seguridad Estructural - Acero [6]
- Documento Básico de Seguridad Estructural - Cimientos (CTE-DB-SE-C) [7]
- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02): proporciona los criterios que se han de seguir en el territorio español para la consideración de una acción sísmica en un proyecto de construcción, reforma o conservación de una edificación. [8]
- Eurocódigo Estructurales (EC): son un conjunto de normas europeas para la ingeniería de carácter voluntario, redactadas por el Comité Europeo de Normalización (CEN) y que pretenden unificar criterios y normativas en las materias de diseño, cálculo y dimensionado de estructuras y elementos prefabricados para edificación.

Se utilizarán de carácter de apoyo del CTE los siguientes:

- Eurocódigo EC0 – Bases de cálculo
- Eurocódigo EC1 – Acciones en estructuras
- Eurocódigo EC3 – Proyecto de estructuras de acero
- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08): Reglamentación técnica relativa al proyecto y ejecución de las estructuras de hormigón. Se fundamentará en esta norma el diseño y cálculo de placas de anclaje y cimentación. [9]

2.3 Programa de cálculo empleado

Para el proceso de diseño de la nave industrial se va a emplear como programa de cálculo de estructuras el *Software* CYPE [10].

CYPE es un conjunto de programas técnicos para asuntos relacionados con la arquitectura, ingeniería y la construcción; presenta una serie de módulos que abarca tres áreas fundamentales en la elaboración de proyectos: diseño y análisis estructural, diseño y cálculo de instalaciones; y gestión de obras y documentación de proyecto.

En este caso, dentro del diseño y análisis de estructuras, se van a tocar principalmente dos módulos: Generador de Pórticos y CYPE 3D. Estos módulos de estructuras contemplan normas nacionales e internacionales que se aplican para realizar el cálculo, dimensionamiento y comprobación de estructuras de hormigón, acero laminado, acero armado, acero conformado, mixtas, aluminio y madera, sometidas a acciones gravitatorias, viento, sismo y nieve.

- El módulo “Generador de Pórticos” de CYPE permite crear de forma rápida y sencilla la geometría y las cargas de peso propio, sobrecarga de uso, viento y nieve de un pórtico, ya esté formado por nudos rígidos, celosías o cerchas. También, se utiliza para el dimensionamiento de correas de cubierta, optimizando su perfil y la separación entre ellas.

Las cargas de viento y nieve se calculan automáticamente, según la norma elegida, con la simple selección por parte del usuario de la localidad donde se sitúa la estructura.

Exporta a CYPE 3D la geometría del pórtico con apoyos biarticulados o bi-empotrados, sus cargas (correspondientes a un pórtico central, final o una generación de pórticos paralelos en 3D) y los coeficientes de pandeo de las barras que lo componen suponiendo la estructura traslacional o intraslacional.

Cuando la exportación se realiza hacia CYPE 3D, se exportan todas las cargas de viento: las de cubierta, las de los laterales de la nave y las perpendiculares a los pórticos de pared final (muros piñón). Estas cargas se exportan como cargas superficiales, lo que facilita enormemente la labor de introducción de datos en CYPE 3D; ya que, en el caso de los pórticos de pared final, el usuario no necesita introducir cargas lineales en los pilares intermedios, tan solo debe introducir estos pilares y el programa repartirá la carga superficial sobre todas las barras del muro piñón con una dirección de reparto horizontal.

- Por otro lado, CYPE 3D es ágil programa pensado para realizar cálculos de estructuras en tres dimensiones de barras, incluyendo el dimensionamiento de uniones y su cimentación con placas de anclaje, zapatas y encepados.

Se utiliza para configurar los estados límite últimos y de servicio de los elementos barra, así como de obtener todas las combinaciones de carga existentes y calcular todos los esfuerzos que soportan dichos elementos con cada combinación. Esto nos ayudará a realizar las distintas comprobaciones de resistencia y inestabilidad en los elementos más críticos.

También, realiza el dimensionamiento de uniones soldadas y atornilladas de distintos tipos de perfiles (incluidas las placas de anclaje) para las normas indicadas.

CYPE 3D calcula y dimensiona zapatas y encepados. Ambos elementos de cimentación pueden ser aislados o combinados, es decir, admiten cualquier número de pilares. Las zapatas pueden ser de hormigón armada o en masa, de canto constante o variable, y el programa puede dimensionarlas de modo que sean cuadradas, rectangulares, excéntricas, etc. Las zapatas podrán, a su vez, llevar vigas de atado y centradoras.

Finalmente, las leyes y envolventes de esfuerzos y deformaciones se pueden consultar en pantalla de forma gráfica o analítica, para, por último, realizar las comprobaciones de estado límite últimos de los perfiles.

Se va a emplear estos dos módulos a lo largo del trabajo para la obtención de los diferentes esfuerzos a los que están sometidos los elementos estructurales de la nave industrial previamente modelada; observando las cargas y sus combinaciones que actúan sobre dicha estructura. Se aprovechará el *Software* para llevar, además, un óptimo dimensionamiento de la estructura para finalmente comprobar los diferentes resultados obtenidos.

Capítulo 3. Situación y emplazamiento

3.1 Situación y emplazamiento

La construcción se realizará en el Parque Empresarial y Logístico de Tordesillas, perteneciente al municipio de Tordesillas, provincia de Valladolid, España. Consta de una superficie en venta de 285588 m²

Se trata de un enclave estratégico para cualquier industria que quiera situarse en la meseta norte de la península [11]. Rodeado de grandes infraestructuras:

- Autovía A-6 Madrid – A Coruña
- Autovía del Duero A – 11
- Autovía de Castilla A – 62



Figura 1. Situación Parque Empresarial de Tordesillas [11]

A unas distancias de 32 Km de Valladolid, a 78 Km de Palencia, a 83 Km de Benavente y a 184 Km de Madrid.



Figura 2. Vista aérea Parque Empresarial y Logístico Tordesillas

El polígono dispone de todos los abastecimientos de agua y energía eléctrica, como de evacuación de aguas residuales, siendo la suministradora de energía eléctrica la compañía IBERDROLA Distribución.

Las calles están correctamente adecuadas al tránsito de vehículos. Todas están asfaltadas y dispone de acera en el lado de la parcela. El polígono industrial, además, está bien iluminado y señalizado.

3.2 Características de la parcela

La parcela seleccionada se tratará de una parcela de uso para la Industrial General. Esta será la I-4.4, frente a la Carretera Trigo,2, dentro del Parque Empresarial y Logístico de Tordesillas; cerca de su avenida principal Av. De la Labranza.

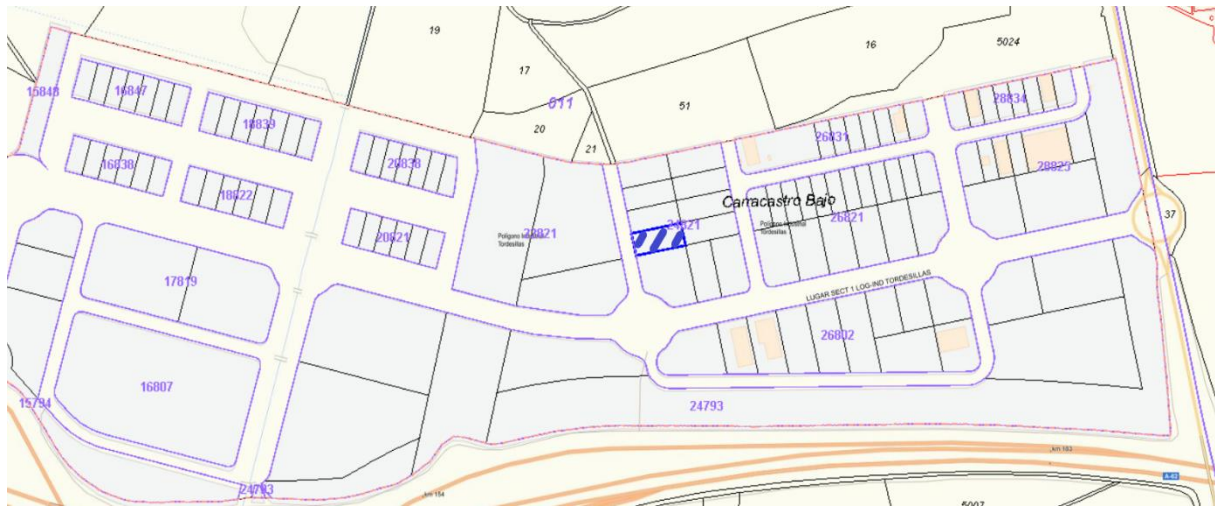


Figura 3. Emplazamiento de la parcela [11]

La parcela I-4.4 cuenta con una superficie de $2010m^2$, de los cuales $1407m^2$ estando declarado tal terreno como suelo urbano para edificación de industria y almacenes sin edificar.

En principio, la nave industrial a diseñar contará con unos $800m^2$ aproximadamente, suponiendo un 56,86% de la superficie total de la parcela. Los exteriores de la planta se podrán acondicionar para albergar zonas de aparcamiento, así como el tránsito y maniobra de vehículos pesados.

La parcela cuenta con todos los servicios urbanísticos como: agua, teléfono, red eléctrica, evacuación de aguas residuales y pluviales.

3.3 Bonificaciones fiscales del Ayuntamiento de Tordesillas

3.3.1 Impuestos sobre construcción, instalaciones y obras

Las construcciones, instalaciones y obras que sean necesarias para la apertura, instalación o ampliación de actividades comerciales, de servicios, industriales o almacén en el Parque Empresarial y Logístico tendrán una bonificación del 50% del Impuesto sobre Construcciones, instalaciones y obras.

3.3.2 Impuestos sobre actividades económicas

A.- Aquellos que inicien el ejercicio de cualquier actividad empresarial disfrutará de una bonificación en la cuota municipal del impuesto, de acuerdo con los siguientes porcentajes:

- Tercer año de actividad empresarial: 50%
- Cuarto año de actividad empresarial: 40%

- Quinto año de actividad empresarial: 30%
- Sexto año de actividad empresarial: 20%
- Séptimo año de actividad empresarial: 10%

B.- Las empresas que hayan incrementado el promedio de trabajadores con contrato indefinido durante el año anterior al de la aplicación de la bonificación, en los centros de trabajo de Tordesillas, disfrutarán de una bonificación en la cuota del impuesto, según el siguiente cuadro:

- Incremento superior al 10% e inferior al 20%: 10%
- Incremento superior al 20% e inferior al 30%: 20%
- Incremento superior al 30% e inferior al 40%: 30%
- Incremento superior al 40% a inferior al 50%: 40%
- Incremento superior al 50%: 50%

(Estas bonificaciones lo serán durante tres años)

C. – Gozarán de una bonificación del 50% de la cuota municipal, durante el plazo de tres años, las empresas que estando instaladas en Tordesillas trasladen su actividad al Parque Empresarial y Logístico de Tordesillas.

Capítulo 4. Análisis elástico-lineal de la estructura

4.1 Hipótesis de carga

4.1.1 Introducción al cálculo de cargas

Como se ha comentado en el punto anterior, la nave industrial tendrá su emplazamiento en el Parque Empresarial y Logístico de Tordesillas, de forma que las acciones más importantes a estudiar serán:

- Acción variable de uso
- Acción variable de nieve
- Acción variable de viento
- Acción permanente por el peso propio

En menor medida, se estudiará también la acción variable térmica y la accidental de sismo, las cuales serán menos importantes por a la ubicación de la estructura.

El *Software* CYPE, y en particular, el módulo del Generador de Pórticos permitirá determinar las cargas de viento y nieve según la elección del usuario del programa del emplazamiento de la estructura, además de la elección de otra serie de características. También, se calcularán las cargas que son producidas por el peso propio de la estructura y las distintas sobrecargas de uso de la misma.

Una vez ya determinado la ubicación de la nave, en este apartado, se comentará como se han introducido los datos referentes a la obtención de las cargas en el *Software*; y que hipótesis de cargas obtiene dicho programa a partir de los datos introducidos. Este programa va a utilizar internamente la normativa CTE-DB-SE-AE para la determinación de dichas hipótesis.

También, se va a desarrollar estimaciones de las distintas hipótesis de cargas que van a ser aplicadas sobre la estructura durante cualquier momento de su vida útil, con el fin de entender la metodología aplicada por el programa para el cálculo de estas y como se aplican las normativas. Para ello se empleará el Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación (CTE-DB-SE-AE).

Una vez determinadas las hipótesis de carga mediante el Generador de Pórticos y se han calculado manual y matemáticamente siguiendo la CTE-DB-SE-AE, se justificarán los resultados obtenidos, comparándolos entre ellos, y comprobando que dichos resultados son coherentes.

Finalmente, se obtendrán todas las combinaciones de acciones destacables para el diseño de la nave industrial.

Para introducir el cálculo y dimensionamiento de la nave industrial, se debe comentar la geometría de la misma. Se pretende diseñar una construcción de 40 m de longitud y 20 m de anchura. Dicha estructura se resolverá por medio de 9 pórticos espaciados 5 m entre sí, con unas alturas en cumbrera de 10 m y de 8 m en los laterales. En el interior de la nave se dispondrá de un forjado para oficinas a 4 m de altura, y en su parte frontal. La nave constará de dos huecos de 6x5 en el lateral derecho y otros dos en el izquierdo de las mismas dimensiones.

En el anexo A se puede comprobar cómo se introducen los datos referentes a las hipótesis de cargas en el Generador de Pórticos de CYPE.

Finalmente, en este apartado se van a exponer algunos de los resultados de las hipótesis de carga obtenidos mediante el *Software* CYPE: Generador de Pórticos, comparándolos con los resultados calculados a lo largo de este capítulo mediante el Código Técnico de Edificación. Los valores calculados por el programa son los obtenidos tras introducir los datos como se ha explicado en el anexo A de este documento.

Aunque al igual que se ha hecho en el trabajo, CYPE calcula las distintas hipótesis de carga según el CTE; pero se podrá observar cómo en algunos casos, los valores de carga obtenidos en el capítulo pueden llegar a diferir respecto a los calculados por el *Software*, ya que en el momento de hacer los cálculos es necesario hacer una serie de suposiciones o simplificaciones, que el programa de cálculo de estructuras no realiza, al desarrollar toda la compleja metodología de cálculo al completo. Además, dicho programa utiliza otro gran número de factores a tener en cuenta, que en este caso de estudio se han simplificado.

Con todo ello, en este apartado se va a poder observar que, con todo ello, los resultados que se han alcanzado son muy próximos o similares en la mayoría de los casos, manteniendo la coherencia y el raciocinio de los resultados obtenidos.

4.1.2 Cálculo de las hipótesis de carga según CTE-DB-SE-AE

Es este punto, se va a desarrollar los cálculos de las hipótesis de cargas que se han comentado anteriormente y van a ser aplicadas sobre la estructura durante cualquier momento de su vida útil, con el fin de entender la metodología aplicada por el programa para el cálculo de estas y como se aplican las normativas. Para ello se empleará el Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación (CTE-DB-SE-AE).

4.1.2.1 Acción de sobrecarga variable de uso

Partiendo de la Figura A.3 que hace referencia a los valores característicos de la sobrecarga de uso según CTE-DB-SE-AE, la sobrecarga de uso en cubierta vendrá dada por la categoría de uso G- Cubierta accesible únicamente para mantenimiento, lo que equivale a una carga uniforme de $0,4 \text{ KN/m}^2$.

Además, habrá un forjado de oficinas en uno de los extremos de la nave, a cuatro metros de altura. Por ello, se deberá tener en cuenta otra sobrecarga de uso que venga dada por la categoría de uso B- Zonas administrativas, con una carga característica de 2 KN/m^2 .

Si quisiéramos conocer lo que afecta estas cargas superficiales como cargas distribuidas a los dinteles, como pudiera ser de la sobrecarga del cerramiento, se ha de entender que parte de esa carga superficial está dentro del área de influencia del elemento estructural.

El módulo entre vanos de la estructura será de 5 metros, y sirviéndose de ayuda de la Figura 4 se puede observar como el área de influencia sobre uno de los dinteles perteneciente a los pórticos centrales será de 2,5m hacia el pórtico anterior y posterior.

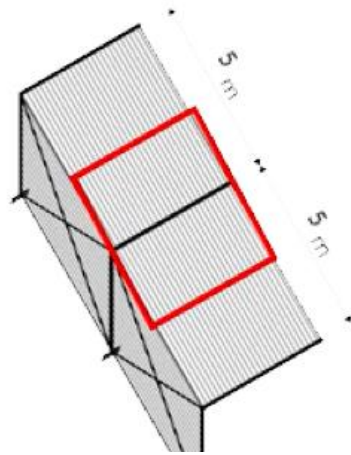


Figura 4. Croquis distribución de cargas [12]

Esto quiere decir que, de forma simplificada, si la carga superficial de sobrecarga en cubierta es de $0,4 \text{ KN/m}^2$, y a ese dintel solo le influye la carga que se efectúa hasta dos metros y medio antes y después del dintel, la carga distribuida equivalente a la sobrecarga de uso por mantenimiento en un dintel central sería:

$$q_{sm} = 0,4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * (2,5 + 2,5)\text{m} = 2 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

De igual forma, para uno de los dinteles pertenecientes a los pórticos hastiales, la sobrecarga de uso por mantenimiento sería de:

$$q_{sm} = 0,4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 2,5\text{m} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

4.1.3.2 Acción variable de nieve

El valor y la distribución de este tipo de acción vendrá dadas por distintos factores, que ya se han tratado por encima en uno de los puntos anteriores, como puede ser la ubicación y su clima, el relieve del entorno o el tipo y la forma de la cubierta de la estructura.

El cálculo de la sobrecarga de nieve según el CTE-DB-SE-AE se obtendrá con la la expresión que se muestra a continuación [5]:

$$q_N = \mu \cdot S_k$$

Donde μ es el coeficiente de forma de la cubierta según el apartado 3.5.3 del CTE, y “ s_k ” es el valor característico de la carga de nieve aplicado sobre un terreno horizontal según 3.5.2 del CTE. En el anexo B se pueden comprobar la normativa referente a la obtención de dichos valores.

Con ello, el valor característico respecto a la sobrecarga de nieve será:

$$q_N = \mu \cdot S_k = 1 \cdot 0,402 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0,402 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Si se quisiera conocer el valor de dicha carga normal a la superficie de la cubierta, y no sobre proyección horizontal, se ha de tener en cuenta la inclinación de la misma, unos $11,31^\circ$ teniendo en cuenta que la altura lateral es de 8m, la altura en cumbre de 10m y la luz de la nave de 20m, como se ha comentado en un apartado anterior.

Además, dentro del estudio de las hipótesis de carga, se ha de tener en cuenta las redistribuciones asimétricas de la nieve sobre la cubierta, debida ya sea al viento o al rozamiento con la cubierta. De forma simplificada, la norma advierte que se debe reducir a la mitad el coeficiente de forma de el faldón favorable de dicha redistribución; así surgirían 3 hipótesis de nieve:

- Hipótesis de nieve simétrica N0 (estado inicial)
- Hipótesis de nieve asimétrico a la izquierda NR1 (redistribución 1)
- Hipótesis de nieve asimétrico a la derecha NR2 (redistribución 2)

Con lo quedarían las hipótesis de sobrecarga de nieve de la siguiente manera:

Tabla 1. Hipótesis de sobrecarga de nieve

Hipótesis de nieve	Faldón en cubierta	
	Izquierda	Derecha
N0	0,402 kN/m ²	0,402 kN/m ²
NR1	0,201 kN/m ²	0,402 kN/m ²
NR2	0,402 kN/m ²	0,201 kN m ²

Si se opera de igual manera para conocer el área de influencia de esta carga superficial, tal que se operó para estudiar la distribución uniforme de la sobrecarga de uso en cubierta, con la ayuda de la Figura 4, se obtendrá el valor de las cargas distribuidas sobre los dinteles para las distintas hipótesis.

Para un pórtico central se tendría:

$$q_{n0-c} = 0,402 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * (2,5 + 2,5)\text{m} * \cos(11,31) = 1,971 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{nR-c} = 0,201 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * (2,5 + 2,5)\text{m} * \cos(11,31) = 0,985 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Mientras que para los pórticos hastiales los valores serían los siguientes:

$$q_{n0-h} = 0,402 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 2,5\text{m} * \cos(11,31) = 0,985 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{nR-h} = 0,201 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 2,5\text{m} * \cos(11,31) = 0,493 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Por lo que finalmente, se ilustrará los valores de las cargas distribuidas sobre los elementos estructurales afectados por las hipótesis de nieve en la Tabla 2.

Tabla 2. Carga distribuida en los dinteles por las hipótesis de sobrecarga de nieve

Hipótesis de nieve	Pórtico	Dinteles	
		Izquierdos	Derechos
N0	Central	1,971 KN/m	1,971 KN/m
	Hastial	0,985 KN/m	0,985 KN/m
NR1	Central	0,985 KN/m	1,971 KN/m
	Hastial	0,493 KN/m	0,985 KN/m
NR2	Central	1,971 KN/m	0,985 KN/m
	Hastial	0,985 KN/m	0,493 KN/m

Se van a mostrar los resultados obtenidos mediante el Generador de Pórticos de esta acción para un pórtico hastial y central. Posteriormente, se compararán con los calculados en anteriormente en este capítulo.

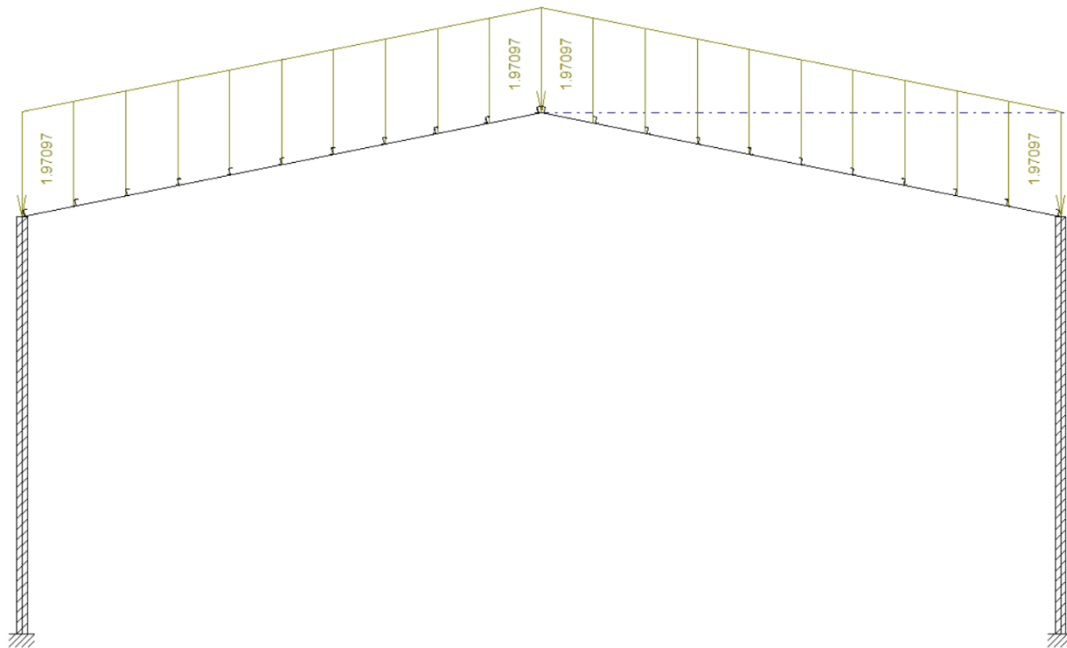


Figura 5. Hipótesis de nieve (N0) sobre un pórtico central

Si se comparan estos valores con los que se han obtenido en este apartado (Tabla 3) se puede observar cómo los resultados son los mismos, por lo que los cálculos son los correctos.

Tabla 3. Cargas de nieve sobre los dinteles obtenidas por el Software y de forma analítica

		$q_{n_{Software}} \text{ (KN/m)}$		$q_{n_{Analítico}} \text{ (KN/m)}$	
H. Nieve	Pórtico	Dintel			
		Izquierdo	Derechos	Izquierdo	Derechos
N(EI)	Central	1,97097	1,97097	1,971	1,971
	Hastial	0,985484	0,98548	0,985	0,985
NR1	Central	0,985484	1,97097	0,985	1,971
	Hastial	0,492742	0,98548	0,493	0,985
NR2	Central	1,97097	0,98548	1,971	0,985
	Hastial	0,985484	0,49274	0,985	0,493

4.1.3.3 Acción variable de viento

La distribución y el valor de las presiones que son ejercidas por el viento sobre una estructura, y las fuerzas resultantes de estas, dependerán en su mayor medida de la forma y dimensión de la construcción, de las características de su superficie, y así como de la intensidad, el racheo y la dirección del viento.

Normalmente, la acción del viento se ha de comprobar en todas las direcciones en las que pueden incidir sobre la estructura. En el caso a estudio, al ser una nave con huecos simétricos, solo va a ser necesaria dicha comprobación en dos de las direcciones perpendiculares entre sí.

Las acciones de viento, en general se podrán estudiar de forma simplificada como una carga distribuida perpendicular a la superficie de cada punto expuesto; es decir, una presión estática q_e . En el caso que se está tratando, se tienen cuatro huecos de grandes dimensiones en las fachadas laterales de la nave, por lo que se podrían generar presiones interiores al penetrar el viento a través de los huecos en el interior de la nave.

La expresión que se va a utilizar para el caso de estudio para el cálculo de la presión estática del viento, pudiendo existir presiones interiores por causa del viento será la siguiente:

$$q_e = q_b * (C_{e,i} * C_{p,i} - C_{e,e} * C_{p,e})$$

Siendo:

- q_b la presión dinámica del viento
- C_e el coeficiente de exposición
- C_p el coeficiente de eólico o de presión

Respecto a la expresión anterior, se considerarán las presiones interiores como positivas, mientras que las presiones exteriores serán negativas; por ello, si se obtiene como resultado un valor negativo de presión estática significará que existe una presión del viento exterior, mientras

que, por otro lado, si el valor de la presión estática positiva significa que el efecto que ejerce el viento exterior es de succión.

A continuación, se calcularán los diferentes factores para la construcción a estudio.

➤ Presión dinámica del viento q_b

La expresión para obtener dicho valor de manera más precisa será la siguiente:

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

Siendo δ la densidad del aire y v_b el valor básico de la velocidad del viento.

Tordesillas pertenece a la zona A, como se puede observar en la Figura B.3 del anexo B, por lo que se obtendría un valor de velocidad de 26 m/s.

Con estos datos, ya se puede obtener el valor de la presión dinámica del viento:

$$q_b = 0,5 * \delta * v_b^2 = 0,5 * 1,25 \frac{Kg}{m^3} * 26^2 \left(\frac{m}{s}\right)^2 = 422,5 \frac{N}{m^2} \approx 0,42 \frac{KN}{m^2}$$

➤ Coeficiente de exposición interior, $C_{e,i}$

Los coeficientes de exposición vienen dados en función del grado de aspereza del entorno en el que se encuentra la construcción y la altura del punto a considerar.

Como se vio en puntos anteriores, la construcción se ubica en un polígono industrial dedicado a la industria, por lo que corresponde a un grado de aspereza del entorno de nivel IV, zonas urbanas en general, industria o forestal.

Para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200m, los coeficientes de exposición se podrán obtener con las siguientes expresiones:

$$C_{e,i} = F * (F + 7K) \quad F = k * \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right)$$

Los parámetros K , L y Z se pueden obtener a partir de la normativa comentada en la Figura B.5 del anexo B.

Como altura sobre el terreno, se tomará la altura media del elemento considerado, es decir la altura de su centro de gravedad. En la Figura A.6 se definían los huecos de las fachadas, todos iguales y situados en las fachadas laterales, los cuales nacen desde el terreno, con unas dimensiones de 5 x 6 m; por ello, como valor de z , altura del hueco sobre el terreno, será de 3m.

$$F = 0,22 * \ln\left(\frac{\max(3,5)}{0,3}\right) = 0,619$$

$$C_{e,i} = 0,619 * (0,619 + 7 * 0,22) = 1,336$$

El coeficiente de exposición interno para los huecos será de 1,336 para los cuatro huecos.

➤ Coeficiente de exposición exterior, $C_{e,e}$

Se obtendrá de igual forma que el coeficiente interior, pero esta vez se deberá tener en cuenta la altura media de los elementos estructurales: 4m para los pilares, 4,5 y 5m para los pilarillos y 9m para los dinteles.

Aplicando las expresiones anteriores para los pilares y pilarillos:

$$F = 0,22 * \ln\left(\frac{5}{0,3}\right) = 0,619 \quad C_{e,e} = 0,619 * (0,619 + 7 * 0,22) = 1,336$$

Mientras que para los dinteles, los resultados serán los siguientes:

$$F = 0,22 * \ln\left(\frac{9}{0,3}\right) = 0,748 \quad C_{e,e} = 0,748 * (0,748 + 7 * 0,22) = 1,712$$

➤ Coeficiente de presión interior $C_{p,i}$

El coeficiente eólico o de presión está influido por la forma y la posición respecto al viento.

El coeficiente de presión interior es único en todos los paramentos interiores del edificio que delimitan la zona afectada por la fachada y cubierta en las que hay presentes grandes huecos.

Las dos situaciones más desfavorables corresponden a la máxima succión interior y a la máxima presión interior.

En la nave a estudio se ha habilitado cuatro grandes huecos, dos en cada fachada lateral de forma simétrica, por lo que es necesario analizar dos de las situaciones de viento más desfavorables en referencia al cierre o a la apertura de dichos huecos, permitiendo o no el paso del viento al interior del edificio.

Como se puede observar en la Figura B.7 del anexo B es necesario conocer la esbeltez del plano paralelo al viento, y el área de huecos en zonas de succión respecto al área total de los huecos en todo el edificio.

Cuando se habla de esbeltez respecto a estructuras de este calibre, se hace referencia al cociente que hay entre la altura de la fachada que debe superar el viento y la distancia horizontal de dicho elemento sobrepasar.

Cuando el viento incide por la fachada lateral, la esbeltez será la siguiente:

$$E = \frac{h_{cumbreira}}{luz} = \frac{10}{20} = 0,5 < 1$$

Mientras que cuando el viento incide de cara a los pórticos hastiales, la esbeltez será:

$$E = \frac{h_{cumbreira}}{m * n^{\circ}vanos} = \frac{10}{5 * 8} = 0,25 < 1$$

En ambos casos, la esbeltez es menor que la unidad, por lo que no habrá distinción por la dirección desde donde incide el viento.

Por otro lado, la situación de máxima succión interior es dada cuando la relación de huecos en la fachada a succión y los huecos totales abiertos es igual a uno, ya que únicamente están

abiertos los huecos a sotavento. En cambio, la situación de máxima presión se da solamente si están exclusivamente abiertos los huecos a barlovento, sin haber huecos abiertos en la fachada de succión, por lo que la relación entre ambas es cero.

Tras estas explicaciones, se puede entrar a la Figura B.7 para finalmente conocer los coeficientes de presión interiores para cada situación:

- Para el caso de máxima presión interior, con una esbeltez menor que uno y el área de huecos a succión respecto a los totales de 0, se tiene un $C_{p,i}=0,7$.
- Para el caso de máxima succión o depresión interior, con una esbeltez menor que uno y el área de huecos a succión respecto a los totales de 1, se tiene un $C_{p,i} = -0,5$.

Para aquellos casos en el que el viento incide perpendicular a las fachadas hastiales, al no haber huecos ni a barlovento ni a sotavento, se darán otros casos diferentes; el primero en el que los huecos de fachada están cerrados y no hay succión ni presión interior ($C_{p,i}=0$), y otro segundo caso, en el que los huecos de fachada están abiertos y se producirá un caso de succión similar al anterior ($C_{p,i} \approx -0,5$).

➤ Coeficiente de presión exterior $C_{p,e}$

El coeficiente de presión exterior se ve afectado por la forma y la orientación y posición de la superficie del elemento respecto al viento y del área de influencia de dicho elemento. La normativa del CTE-DB-SE-AE indica que, para aquellas construcciones diáfanas, las cargas de viento se han de individualizar para cada elemento superficial que dé hacia al exterior.

A continuación, se darán valores de coeficientes de presión exterior para las formas simples pertenecientes a la estructura a estudio, obtenidas como el pésimo de entre los del abanico de direcciones de viento definidas para cada caso. Se dividirá en dos líneas de trabajo. La primera destinada al estudio de la incidencia del viento a las fachadas verticales hastiales y laterales; la segunda respecto al viento incidente en las cubiertas.

Este estudio se realizará con el viento incidente en las direcciones de 0° y 90° según lo ilustrado en la Figura 6, que serán simétricas respecto a las sollicitaciones obtenidas a 180° y 270° respectivamente por la geometría de la estructura.

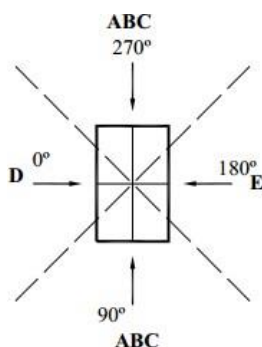


Figura 6. Direcciones asociadas a la carga del viento [14]

- ✓ Viento en las fachadas verticales
 - Viento a 0° ($-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

Se definen cinco diferentes regiones que dividen las fachadas verticales en distintas áreas de influencia del viento.

Si se observa la Figura B.8 del anexo B, el coeficiente b corresponde a la longitud de la nave (40m), d es la luz de la estructura (20m) y h es la altura hasta la cumbrera (10m). Además, existe un nuevo parámetro e , el mínimo de la longitud de la nave y el doble de la altura. También, será necesaria conocer el cociente de la altura de la nave y la luz de esta para llegar a conocer los coeficientes de presión exteriores para cada área de influencia.

$$e = \min(b, 2h) = \min(40, 20) = 20 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{20} = 0,5$$

Una vez hallados estos valores, se ha de calcular la superficie de las áreas de influencia de cada una de las regiones, teniendo en cuenta los posibles huecos existentes en esa superficie. Estas áreas son las indicadas en la Tabla 4.

Tabla 4. Superficie de las diferentes áreas de influencia de las fachadas verticales a 0°

Área de influencia	Anchura (m)	Área (m ²)
A	2	18
B	18	162
C	0	0
D	40	260
E	40	260

Los coeficientes de presión para cada una de las áreas de influencia en función del cociente h/d y la superficie de dichas áreas, como indica el CTE y se ilustra utilizado la Figura B.9

Interpolando entre cada uno de los valores, para las distintas áreas de influencia y el valor de h/d , se podrá obtener los valores de los coeficientes de presión exterior para cada área en aquella situación en la que el viento incide en la nave a 0° . Los coeficientes exteriores de presión son los que aparecen en la Tabla 5.

Tabla 5. Coeficientes de presión exterior para fachadas verticales con viento incidente a 0°

A (m ²)	h / d	C _{p,e} (0°)			
		A	B	D	E
≥ 10	0,5	-1,2	-0,8	0,733	-0,366

- Viento a 90° ($45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$)

Se resolverá de manera similar a la del punto anterior. Las nuevas zonas de influencia se podrán observar en la Figura B.10.

En este nuevo caso, el parámetro b hace referencia a la luz de la nave y d a su longitud. De nuevo, será necesario conocer el valor del coeficiente e y la relación entre a la altura y la longitud (h/d).

$$e = \min(b, 2h) = \min(20, 20) = 20 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{40} = 0,25$$

De nuevo, una vez que son conocidos todos los distintos parámetros, se calculará la superficie de las áreas de influencia de cada una de las regiones, teniendo en cuenta los posibles huecos existente. Estas áreas son las indicadas en la Tabla 6.

Tabla 6. Superficie de las diferentes áreas de influencia de las fachadas verticales a 90°

Área de influencia	Anchura (m)	Área (m ²)
A	2	16
B	18	114
C	20	130
D	20	180
E	20	180

Conocido el valor de las superficies de cada una de las áreas de influencia y el cociente h/d, de nuevo utilizando la tabla que se muestra en la Figura B.9 se podrán obtener los distintos coeficientes de presión exterior para las fachadas verticales con hipótesis de viento a 90°.

Los diferentes valores de coeficientes de presión exterior para la hipótesis de viento a 90° se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Coeficientes de presión exterior para fachadas verticales con viento incidente a 90°

A (m ²)	h / d	C _{p,e} (90°)				
		A	B	C	D	E
≥ 10	0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

✓ Viento en cubierta

La obtención de los coeficientes sobre la cubierta se lleva a cabo trabajando de manera similar que, para los paramentos verticales, con alguna pequeña variación. En estos casos, debido a que la cubierta de la estructura a estudio es a dos aguas, intervendrá en los cálculos el ángulo de inclinación de la cubierta para el cálculo del coeficiente de presión exterior. De igual forma que en el estudio de los paramentos verticales, se analizarán las dos situaciones de viento incidente por la fachada lateral y por el hastial.

Además, en alguno de los siguientes cálculos podrán aparecer para una misma área de influencia dos coeficientes de presión exterior de diferente valor y signo, lo que significa que la acción del viento en la zona considerada puede variar de presión a succión, y que se deberán considerar ambas posibilidades.

- Viento a 0° ($-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

En primer lugar, se deberá definir las nuevas regiones en las que se dividirá la cubierta de la nave industrial; estas áreas de influencia se podrán observar en la Figura B.11.

De nuevo, el parámetro b corresponde con la longitud de la nave, mientras que d es la luz de esta y h es la altura en cumbre. El valor de e se obtiene de igual forma que en los puntos anteriores:

$$e = \min(b, 2h) = \min(40, 20) = 20 \text{ m}$$

Conocidos todos estos valores, habrá que calcular la longitud y el ancho de dichas áreas de influencia, y cada uno de los valores de dicha superficie. Estos resultados se mostrarán en la siguiente tabla para cada una de las áreas de influencia.

Tabla 8. Superficie de las diferentes áreas de influencia de la cubierta a dos aguas a 0°

Área de influencia	Longitud (m)	Ancho (m)	Área (m ²)
F	5	2	10 + 10
G	30	2	60
H	40	8	320
I	40	8	320
J	40	2	80

Una vez conocidos estos valores, se ha de obtener los coeficientes de presión para cada una de las áreas de influencia en función del ángulo de inclinación en cubierta y la superficie de dichas áreas. Se puede observar el extracto de la Figura B.12

Interpolando entre cada uno de los valores, para las distintas áreas de influencia y el valor de $11,31^\circ$ de inclinación de la cubierta, se podrá obtener los valores de los coeficientes de presión exterior para cada área en aquella situación en la que el viento incide en la nave a 0° . Los coeficientes exteriores de presión son los que aparecen en la Tabla 9. Además, como se ha comentado, existen dos valores, uno mayor que otro, ya que la acción del viento en la zona considerada puede variar de presión a succión, generándose así distintas hipótesis de viento para una misma dirección de incidencia.

Tabla 9. Coeficientes de presión exterior para cubiertas a dos aguas con viento incidente a 0°

A (m ²)	Pendiente (°)	C _{p,e} (0°)				
		F	G	H	I	J
≥ 10	11,31	-1,195	-0,948	-0,411	-0,474	-0,557
		0,126	0,126	0,126	-0,221	-0,221

- Viento a 90° ($45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$)

En esta situación, en la que el viento incide sobre fachada hastial, de nuevo hay que delimitar las diferentes regiones o zonas de influencia. En la Figura B.13 se mostrará las distintas áreas de influencia cuando la nave está solicitada por un viento a 90° .

Se puede observar que los parámetros b y d hacen referencia a la luz y a la longitud de la nave, respectivamente. Por otro lado, en este caso, e adquiere el mismo valor que en el caso anterior, 20m.

Siguiendo la metodología de trabajo ya conocida, habrá que calcular la longitud y el ancho de las áreas de influencia, con el fin de conocer los valores de sus superficies. Estos resultados se mostrarán en la Tabla 10 para cada una de las áreas de influencia.

Tabla 10. Superficie de las diferentes áreas de influencia de la cubierta a dos aguas a 90°

Área de influencia	Longitud (m)	Ancho (m)	Área (m ²)
F	2	5	10 + 10
G	2	5	10 + 10
H	10	10	100 + 100
I	28	10	280 + 280

Una vez conocidos estos valores, se ha de obtener los coeficientes de presión para cada una de las áreas de influencia con dirección del viento entre $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$ en función del ángulo de inclinación en cubierta y la superficie de dichas áreas. Se puede observar en la Figura B.14

Por último, si se interpola entre cada uno de los valores, para las distintas áreas de influencia y el valor de $11,31^\circ$ de inclinación de la cubierta, se obtendrán aquellos valores de los coeficientes de presión exterior para cada área en aquella situación en la que el viento incide en la nave a 90° . Los coeficientes exteriores de presión son los que aparecen en la Tabla 11.

Tabla 11. Coeficientes de presión exterior para cubiertas a dos aguas con viento incidente a 90°

A (m ²)	Pendiente (°)	C _{p,e} (90°)			
		F	G	H	I
≥ 10	11,31	-1,41	-1,3	-0,637	-0,537

➤ Cálculo de la presión estática del viento

Una vez obtenido todos los distintos factores que afectan a la presión interna y externa producida por la incidencia del viento, ya se puede aplicar la siguiente expresión para obtener dichas presiones, y obtener la resultante de la presión estática total, conocido que el valor de la presión dinámica del viento es de $0,42 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$$q_{e,j} = q_b * C_{e,j} * C_{p,j}$$

En primer lugar, se deberán obtener las presiones estáticas internas. Recabando todos los datos calculados en los puntos anteriores, se obtendrán una serie de combinaciones de presiones estáticas internas producidas por el viento, según la dirección de como incida dicho viento y si produce efecto de succión o presión interna. Estas combinaciones se podrán observar en la Tabla 12

Tabla 12. Cálculo de las presiones estáticas internas

	Dirección del viento	C _{e,i}	C _{p,i}	C _{e,i} · C _{p,i}	q _{int} $\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
Presión interior	0°	1,336	0,700	1,050	0,441
Succión interior			-0,500	-0,750	-0,315
Sin acción interior	90°		0,000	0,914	0,384
Succión interior			-0,500	-0,653	-0,274

De igual forma, se han obtenido todos los datos para calcular las combinaciones de presiones estáticas exteriores, según la dirección de incidencia del viento y la posibilidad de que dicho viento pueda ejercer tanto presión o succión según qué situación en una misma zona.

- ✓ Presión estática externa por viento a 0°

Tabla 13. Cálculo de las presiones estáticas externas por viento a 0°

	Área de influencia	$C_{e,e}$	$C_{p,e}$	$C_{e,e} \cdot C_{p,e}$	$q_{ext} \frac{KN}{m^2}$
	A	1,336	-1,200	-1,603	-0,673
	B		-0,800	-1,069	-0,449
	D		0,733	0,979	0,411
	E		-0,366	-0,489	-0,205
Viento tipo 1	F	1,712	-1,195	-2,046	-0,859
Viento tipo 2			0,126	0,216	0,091
Viento tipo 1	G		-0,948	-1,623	-0,682
Viento tipo 2			0,126	0,216	0,091
Viento tipo 1	H		-0,411	-0,703	-0,295
Viento tipo 2			0,126	0,216	0,091
Viento tipo 1	I		-0,472	-0,808	-0,339
Viento tipo 2			-0,221	-0,379	-0,159
Viento tipo 1	J		-0,557	-0,954	-0,401
Viento tipo 2			-0,221	-0,379	-0,159

- ✓ Presión estática externa por viento a 90°

Tabla 14. Cálculo de las presiones estáticas externas por viento a 90°

Área de influencia	$C_{e,e}$	$C_{p,e}$	$C_{e,e} \cdot C_{p,e}$	$q_{ext} \frac{KN}{m^2}$
A-90°	1,336	-1,200	-1,603	-0,673
B-90°	1,336	-0,800	-1,069	-0,449
C-90°	1,336	-0,500	-0,668	-0,281
D-90°	1,336	0,700	0,935	0,393
E-90°	1,336	-0,300	-0,401	-0,168
F-90°	1,712	-1,410	-1,884	-0,791
G-90°	1,712	-1,300	-2,226	-0,935
H-90°	1,712	-0,637	-1,091	-0,458
I-90°	1,712	-0,537	-0,919	-0,386

Una vez se tienen calculadas las presiones estáticas internas y externas, ya finalmente será posible obtener la presión estática resultante de las distintas hipótesis de viento según la siguiente expresión:

$$q_e = q_{int} - q_{ext}$$

Si la presión estática resultante fuese positiva querría decir que dicha hipótesis de viento ejercería una carga de succión; mientras que si la resultante fuese negativa es que la carga producida por el viento sería de presión.

Finalmente, con todas las combinaciones existentes de presiones exteriores e interiores dadas, según si la dirección del viento está a 0° o a 90°, si el viento fuese de tipo 1 o tipo 2 (aunque solo afectara a las zonas de influencia de la a F a la J para viento a 0°, según un mismo caso de viento puede producir presión o succión según el caso); y si en el interior de la estructura se produjese un efecto de succión, de presión o no hubiera acción interior. La combinación de todas estas origina un total de 6 hipótesis de carga de viento diferentes que se verán a continuación:

Tabla 15. Hipótesis de viento a 0° con presión tipo 1 y presión interior

ZONA	$q_b \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_{int} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_{ext} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_e \left(\frac{KN}{m^2} \right)$
A	0,42	0,3928	-0,6735	1,0663
B			-0,449	0,8418
D			0,4114	-0,0186
E			-0,2054	0,5982
F			-0,8593	1,252
G			-0,6816	1,0744
H			-0,2953	0,6881
I			-0,3408	0,7336
J			-0,4005	0,7933

Tabla 16. Hipótesis de viento a 0° con presión tipo 2 y presión interior

ZONA	$q_b \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_{int} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_{ext} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_e \left(\frac{KN}{m^2} \right)$
A	0,42	0,3928	-0,6735	1,0663
B			-0,449	0,8418
D			0,4114	-0,0186
E			-0,2054	0,5982
F			0,0906	0,3022
G			0,0906	0,3022
H			0,0906	0,3022
I			-0,1592	0,552
J			-0,1592	0,552

Tabla 17. Hipótesis de viento a 0° con presión tipo 1 y succión interior

ZONA	$q_b \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_{int} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_{ext} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_e \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
A	0,42	-0,2806	-0,6735	0,3929
B			-0,449	0,1684
D			0,4114	-0,692
E			-0,2054	-0,0751
F			-0,8593	0,5787
G			-0,6816	0,4011
H			-0,2953	0,0147
I			-0,3408	0,0603
J			-0,4005	0,1199

Tabla 18. Hipótesis de viento a 0° con presión tipo 2 y succión interior

ZONA	$q_b \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_{int} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_{ext} \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	$q_e \left(\frac{KN}{m^2}\right)$
A	0,42	-0,2806	-0,6735	0,3929
B			-0,449	0,1684
D			0,4114	-0,692
E			-0,2054	-0,0751
F			0,0906	-0,3712
G			0,0906	-0,3712
H			0,0906	-0,3712
I			-0,1592	-0,1214
J			-0,1592	-0,1214

Tabla 19. Hipótesis de viento a 90° Sin acción interior

ZONA	$q_b \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_{int} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_{ext} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_e \left(\frac{KN}{m^2} \right)$
A	0,42	0	-0,6735	0,6735
B			-0,449	0,449
C			-0,2806	0,2806
D			0,3929	-0,3929
E			-0,1684	0,1684
F			-1,0138	1,0138
G			-0,9348	0,9348
H			-0,458	0,458
I			-0,3861	0,3861

Tabla 20. Hipótesis de viento a 90° Sin acción interior

ZONA	$q_b \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_{int} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_{ext} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	$q_e \left(\frac{KN}{m^2} \right)$
A	0,42	-0,2806	-0,6735	0,3929
B			-0,449	0,1684
C			-0,2806	0,0001
D			0,3929	-0,6734
E			-0,1684	-0,1122
F			-1,0138	0,7333
G			-0,9348	0,6542
H			-0,458	0,1775
I			-0,3861	0,1056

Realmente, serían 12 las hipótesis de viento resultantes, ya que se tendrían en cuenta aquellas originadas por el viento incidente desde una dirección de 180° y de 270°. Estas serían simétricas a las hipótesis de viento ya estudiadas, por lo que el estudio original es válido para todos estos casos.

Estos casos son mucho más complejos, ya que hay hasta 12 hipótesis de carga a comparar, la carga de viento variará en función del pórtico y del elemento estructural que se esté analizando y que a lo largo de un mismo elemento estructural pueden aparecer cargas de viento de distinta magnitud, en función de cómo se ubique entre distintas áreas de influencia.



Figura 7. Hipótesis de viento $V(0^\circ)H1$ sobre un pórtico central

4.1.3.4 Acción permanente de peso propio

Las cargas de peso propio a tener en cuenta en la nave industrial son las referidas a los pesos de los dinteles, a las correas y al cerramiento en cubierta.

El cerramiento superior se trataba de una cubierta de panel sándwich tapajunta [13], del proveedor Grupo Panel Sándwich, de espesor 80mm con base de poliuretano (PUR) y Poliisocionurato (PIR) con peso superficial total de $0,24 \text{ KN/m}^2$, considerando todos los elementos de unión y sujeción necesarios. El peso de este cerramiento lo deberá sustentar los dinteles como elemento estructural.

El peso de las correas también se ejercerá sobre los dinteles. Se va a adelantar que habrá un total de 11 correas por faldón de un perfil ZF-120.2, perfil que tiene un peso de 4,02 Kg/m. Si se quiere conocer cuál va a ser la carga distribuida aplicada sobre los dinteles, se han de tener en cuenta la suma de ambos elementos.

Para conocer la carga que ejerce el cerramiento sobre los dinteles, habrá que operar de manera similar a la que se trabajó en los puntos de la sobrecarga o nieve; es decir, acompañado de la Figura 4, conocida que área de influencia abarca cada uno de los dinteles, se obtendría:

Para un pórtico central.

$$q_{cerr.} = 0,24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot (2,5 + 2,5)\text{m} = 1,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Para un pórtico hastial.

$$q_{cerr.} = 0,24 \frac{KN}{m^2} \cdot 2,5m = 0,6 \frac{KN}{m}$$

En cuanto la carga que ejercen los pesos de las correas sobre los dinteles habrá que realizar unas pequeñas suposiciones para simplificar los cálculos. En primer lugar, 4,02 Kg/m corresponde 0,0394 KN/m. A cada dintel, le afectará el peso de cada correa que se encuentre los 2,5m anteriores y posteriores al dintel (para el caso de un pórtico central), de manera similar a como se ha procedido otras veces.

Para un pórtico central.

$$Q_{cor.} = 0,0394 \frac{KN}{m} \cdot (2,5 + 2,5)m = 0,197KN$$

Para un pórtico hastial.

$$Q_{cor.} = 0,0394 \frac{KN}{m} \cdot 2,5m = 0,0985KN$$

Estas serán cargas puntuales que ejercerán las correas sobre cada dintel en el punto en el que apoyan. Como son 11 las correas que arriostran cada faldón, y realizando la suposición de que estas cargas puntuales se distribuyen uniformemente sobre los dinteles, siendo la luz de la nave de 20m; la carga que ejercerán dichas correas sobre estos será:

Para un pórtico central.

$$q_{cor.} = \frac{0,197KN \cdot 11 \text{ correas}}{10m} = 0,2167 \frac{KN}{m}$$

Para un pórtico hastial.

$$q_{cor.} = \frac{0,0985KN \cdot 11 \text{ correas}}{10m} = 0,1084 \frac{KN}{m}$$

Con todo ello, la carga de peso propio que se ejerce sobre los dinteles de la nave industrial son las que se muestran en la Tabla 21.

Tabla 21. Cargas de peso propio sobre el dintel

Pórtico	$q_{cerr.} \frac{KN}{m}$	$q_{cor.} \frac{KN}{m}$	$q_{pp} \frac{KN}{m}$
Central	1,2	0,2167	1,417
Hastial	0,6	0,1084	0,708

Además, una vez se hubieran dimensionado los dinteles, a los elementos que ejercen carga sobre el dintel, habría que sumarle el peso del propio dintel. De esta forma conoceríamos en su totalidad la hipótesis de carga de peso propio.

Se van a mostrar los resultados obtenidos mediante el Generador de Pórticos de esta acción. Posteriormente, se compararán con los calculados en anteriormente en este apartado.

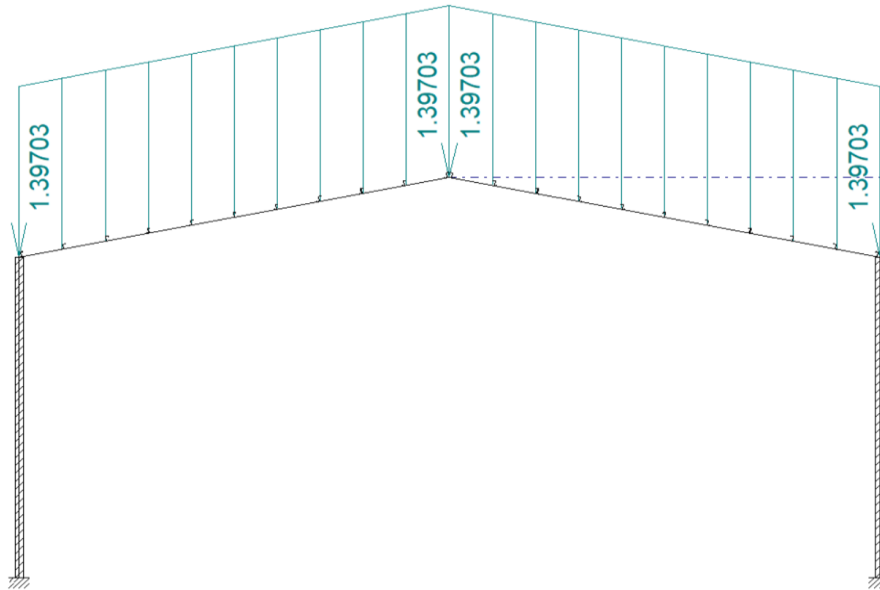


Figura 8. Hipótesis de peso propio sobre un pórtico central

Estos resultados obtenidos son muy similares a los que se calcularon en apartados anteriores para los dinteles de los pórticos centrales y hastiales.

Si comparamos estos valores con los que se han obtenido en este capítulo (Tabla 22) se puede observar cómo, aun habiendo alguna diferencia en los decimales, los resultados son los mismos, con la misma dirección de la carga (en el sentido de la gravedad al tratarse de un peso), siendo valores coherentes, de la misma magnitud y muy similares.

Tabla 22. Cargas de peso propio sobre los dinteles obtenidas por el Software y de forma analítica

Pórtico	$q_{pp}^{Software}$ (KN/m)	$q_{pp}^{Analítico}$ (KN/m)
Central	1,397	1,417
Hastial	0,699	0,708

4.1.3.5 Acción variable térmica

Los elementos estructurales son sometidos a cambios en su geometría debido a las deformaciones que se producen por las variaciones de la temperatura del ambiente exterior. La magnitud de estas deformaciones se verá afectadas por las condiciones climáticas, orientación, exposición, materiales de los elementos constructivos, aislante del cerramiento, etc.

En aquellos casos en los que las deformaciones de los elementos estructurales se vean impedidas, pueden producir estados tensionales en los elementos afectados.

La existencia de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de las temperaturas. En estructuras de acero u hormigón, según el CTE-DB-SE [4], las acciones

térmicas pueden no considerarse cuando se dispongan juntas de dilatación de tal forma que, no existieran elementos continuos de más de 40m de longitud.

En el caso a estudio, la máxima longitud de la estructura presenta una distancia de 40m, por lo que no será necesario la disposición de juntas de dilatación, ya que se considerarán las variaciones producidas por la temperatura ínfimas.

4.1.3.6 Acción accidentales de sismo

Las acciones sísmicas están reguladas según la NSCE, Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación. [8]

Una acción sísmica es aquellas que se surgen como resultado de aceleraciones debidas a sacudidas sísmicas. Antes de todo se ha de conocer los valores de la aceleración sísmica de cálculo; para ello hay que categorizar la construcción a estudio en función de los daños que pueda causar su destrucción a causa del terremoto.

La clasificación en las que se pueden distinguir los distintos tipos de construcciones en función de sus daños es la siguiente:

- Importancia moderada. Su destrucción no va a ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros.
- Importancia normal. Su destrucción puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir pérdidas económicas importantes, sin que se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- De importancia especial. Su destrucción puede interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. Dentro de esta clasificación se incluyen hospitales, aeropuertos, puentes, cuarteles de bomberos, entre otros.

La nave a estudio, situada en el polígono de Tordesillas, cuya actividad lucrativa, siendo del ámbito industrial, no está definida, se considerará que la construcción es de importancia normal.

La aplicación de la normativa NCSE-02 es de obligatorio cumplimiento en todos los casos, excepto los que se mencionan a continuación:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica “ a_b ” sea menor de 0,04g, donde “g” es la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica “ a_b ” sea inferior a 0,08g.

En la Figura 9 se podrá observar un mapa de peligrosidad sísmica a partir de los valores de la aceleración sísmica básica, que proporciona la NCSE.

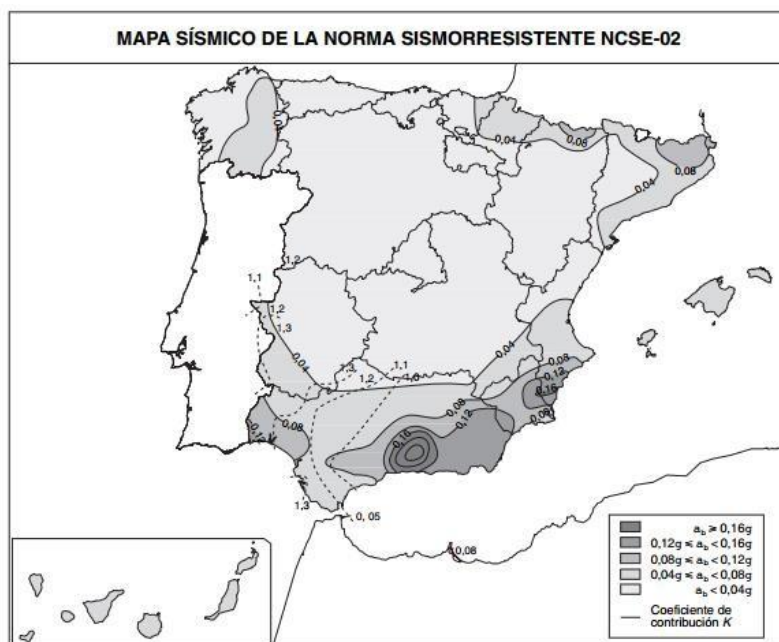


Figura 9. Mapa de peligrosidad sísmica [8]

En dicho mapa se podrá observar como la aceleración sísmica básica en toda la comunidad de Castilla Y León es menor de 0,04g.

Al haber tratado la estructura de importancia normal, se podrá afirmar que no es necesario la aplicación de la normativa NCSE-02; y por lo tanto, no se van a considerar las acciones sísmicas sobre la estructura a estudio.

4.1.3 Estados Límite

Una vez conocidas todas las cargas que podrían llegar a actuar sobre la estructura, es necesario desarrollar una serie de combinaciones de hipótesis de carga, ya que muchas de las hipótesis de carga variables no podrían darse al mismo tiempo.

Es de sentido común que no pueda darse a la vez más de una hipótesis de nieve o que el viento incida a la estructura desde el norte y el sur al mismo tiempo. Además, también se debe tener en cuenta la distinta probabilidad de que actúen las diferentes acciones de forma simultánea.

Todas estas posibles combinaciones de acciones se han de estudiar para los casos o las situaciones más restrictivas para las que, previsiblemente, la estructura no cumpliera correctamente el funcionamiento para el que ha sido proyectada. Estos casos son los denominados Estados Límite.

Son aquellas situaciones límite que pudieran producir algún tipo de pérdida en la correcta funcionalidad de la estructura. Es requerida dos diferentes tipos de comprobaciones para los elementos estructurales de una construcción como la estudiada:

- Estados Límites Últimos, ELU: resistencia y estabilidad
- Estados Límites de Servicio, ELS: Aptitud para servicio

Para la obtención de las cargas para el estudio de los estados límites no se emplean las hipótesis obtenidas anteriormente, sino que se emplean la resultante del producto del valor característico de dichas cargas, por un coeficiente de seguridad parcial para la hipótesis de la acción estimada. [4]

Como se ha comentado, todos los elementos estructurales de la construcción han de cumplir los estados últimos para todas las posibles combinaciones existentes:

1) Los Estados Límite Últimos (ELU) [6]

Hacen referencia a aquellas situaciones que originan un fallo de la estructura por un colapso o rotura de la estructura completa o parte de ella. Se han de seguir una serie de comprobaciones básicas para el cumplimiento de los ELU.

- Comprobación de colapso o rotura: el valor de cálculo de la respuesta de la estructura, R_d , ha de ser igual o superior al valor de cálculo del efecto de las acciones, E_d .

$$R_d \geq E_d$$

- Comprobación del estado límite de equilibrio: el valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras, $E_{d,estab}$, ha de ser superior al de las acciones desestabilizadoras, $E_{d,desestab}$

$$E_{d,estab} \geq E_{d,desestab}$$

2) Los Estados Límite de Servicio (ELS) [4][6]

Hacen referencia a aquellas situaciones en las cuales se incumplen requisitos del tipo funcional, durabilidad o demás aspectos requeridos. Se han de seguir una serie de comprobaciones básicas para el cumplimiento de los ELS.

- Estado Límite de Servicio: el valor límite admisible para el estado límite a comprobar, C_d , ha de ser igual o mayor que el valor de cálculo del efecto de las acciones, E_d

$$C_d \geq E_d$$

- Desplazamientos verticales: las estructuras horizontales de un piso o cubierta se puede considerar suficientemente rígida si para cualquier combinación de acciones, la flecha relativa es menor que:
 - 1/500 para pisos con tabiques frágiles
 - 1/400 para pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas
 - 1/300 para el resto de los casos
- Desplazamientos horizontales o desplomes: la estructura deberá presentar estabilidad global suficiente para cualquier combinación de acciones, si el desplome es menor que los que se indican a continuación:

- 1/500 para desplome total: altura máxima de la construcción
- 1/250 para desplome local: altura de una planta genérica

En el caso de estudio se utilizará la comprobación de 1/300 para cualquiera de las vigas horizontales y dinteles de la estructura; mientras que para los pilares se empleará la comprobación de 1/500 para el desplome total. Para los pilarillos interiores del forjado se comprobará con la base de 1/500 para el desplome total de la planta del forjado.

Finalmente, se expondrán todas las hipótesis de carga que se tienen en consideración para la obtención de las distintas hipótesis que se van a trabajar:

- Acción permanente de peso propio (PP)

Se trata del peso de los elementos de cerramiento, correas y de los propios dinteles junto con sus elementos de fijación.
- Acción variable de nieve (N(EI), N(R)1, N(R)2)

Corresponde a la distribución simétrica en cubierta de la nieve y asimétrica, con la mitad de carga en el dintel izquierda y en el derecho, respectivamente.
- Acción variable de viento

Se obtuvieron hasta 6 hipótesis de viento según el ángulo de incidencia de este, si existiera presión o succión interior o si pudiese variar de presión o succión sobre un elemento para una misma hipótesis. Además, habría otras 6 hipótesis simétricas a estas también a tener en cuenta para la combinatoria con el resto de las cargas. Todas las hipótesis serán las siguientes:

 - V(0°) H1 Viento a 0°, presión exterior tipo 1 Presión interior
 - V(0°) H2 Viento a 0°, presión exterior tipo 1 Succión interior
 - V(0°) H3 Viento a 0°, presión exterior tipo 2 Presión interior
 - V(0°) H4 Viento a 0°, presión exterior tipo 2 Succión interior
 - V(90°) H1 Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
 - V(90°) H2 Viento a 90°, presión exterior tipo 1 Succión interior
 - V(180°) H1 Viento a 180°, presión exterior tipo 1 Presión interior
 - V(180°) H2 Viento a 180°, presión exterior tipo 1 Succión interior
 - V(180°) H3 Viento a 180°, presión exterior tipo 2 Presión interior
 - V(180°) H4 Viento a 180°, presión exterior tipo 2 Succión interior
 - V(270°) H1 Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
 - V(270°) H2 Viento a 270°, presión exterior tipo 1 Succión interior

- Acción variable de sobrecarga de uso

Se ha calculado una sobrecarga en cubierta únicamente por mantenimiento, por lo que no será concomitante con el resto de las acciones. Además, se ha comentado que la estructura presenta un forjado de oficinas, por lo que actuará como una acción de carga variable cualquiera como pudiera ser la de nieve o viento.

- B_Forjado (B) Forjado (Uso B. Zonas administrativas)
- Q (G1) Sobrecarga de uso (Uso G1. Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento. No concomitante con el resto de las acciones variables)

En el anexo C se van a presentar todas las combinaciones de acciones posibles y compatibles entre ellas, para el estudio de ELU y ELS.

4.2 Correas

Gracias a la capacidad de cálculo del Generador de Pórticos, y conocidas las cargas de nieve, viento y elementos de cerramiento, que van a ser aplicadas sobre la estructura, se van a diseñar el número y el tipo de perfil de las correas necesarias para arriostrar los pórticos, resistiendo las cargas previamente mencionadas, sin superar la flecha máxima a considerar.

Estas correas son elementos estructurales, que, siendo apoyadas sobre los dinteles de la estructura, transmiten las cargas de los elementos de cerramientos sobre estos. Las correas se unen a los dinteles mediante el empleo de ejiones, un elemento metálico que facilita la unión atornillada entre dichos elementos.

Para el proceso de cálculo se pretende emplear correas de un solo vano, con apoyos rígidos sobre todos los dinteles de la estructura, con límite de flecha de $L/250$, siendo L la longitud del vano de 5m.

A continuación, se va a ilustrar como, con la ayuda de CYPE, se ha desarrollado el dimensionado y la posterior comprobación del óptimo aprovechamiento de dichas correas.

4.2.1 Dimensionado mediante CYPE

Una vez se han definido las hipótesis de carga, se seleccionará la opción “Selección de correas” del menú “Datos de obra”. Se abrirá la interfaz que se muestra en la siguiente figura, donde se debe especificar el límite de flecha que debe verificar, el número de vanos que cubre cada correa y el tipo de fijación.

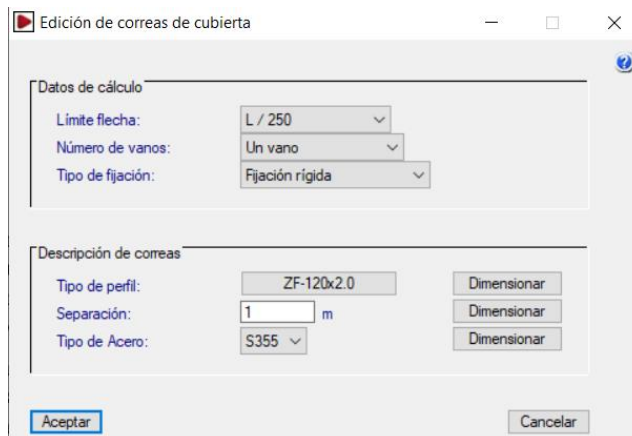


Figura 10. Edición de correas

Posteriormente, en el apartado tipo de perfil se empleará un perfil en ZF de acero conformado, habitual en el diseño de correas. Ahora, habrá tres opciones para la optimización:

- El primer método, únicamente optimiza el perfil para la separación seleccionada; en este caso el programa irá verificando los perfiles de la serie para dicha separación entre correas.
- El segundo, optimiza la separación entre correas para el perfil seleccionado

- El último, desarrolla la optimización de perfil y separación, especificando la separación máxima y mínima a comprobar y un incremento de separación para cada iteración.

Empleando este último proceso, se llega al empleo de correas de tipo ZF-120.2 de acero S355 para una separación entre correas de 1m. Conocida esta distancia, y la longitud aproximada del dintel de unos 10,2m, se han de emplear un total de 11 correas por faldón, espaciadas 1m entre ellas, obteniendo un aprovechamiento de estas del 77,29%.

Aunque, como se verá a continuación, el uso de estas correas es adecuada para el arriostramiento de los pórticos de la estructura, otra de las soluciones óptimas para este problema sería el empleo del perfil ZF-140.3 de calidad S235, ya que con el aumento del perfil se suplen las carencias de resistencia del acero. Además, aumentando el espesor del alma a 3 cm se consigue evitar los posibles efectos de inestabilidad por abolladura de esta.

4.2.2 Comprobaciones de las correas

Una vez es conocido el número y el perfil de las correas, es requerido realizar las comprobaciones de resistencia y geometría necesarias para el correcto trabajo de estas.

Las propiedades físicas y geométricas del perfil ZF-120.2 son las que se muestran en la Figura 11

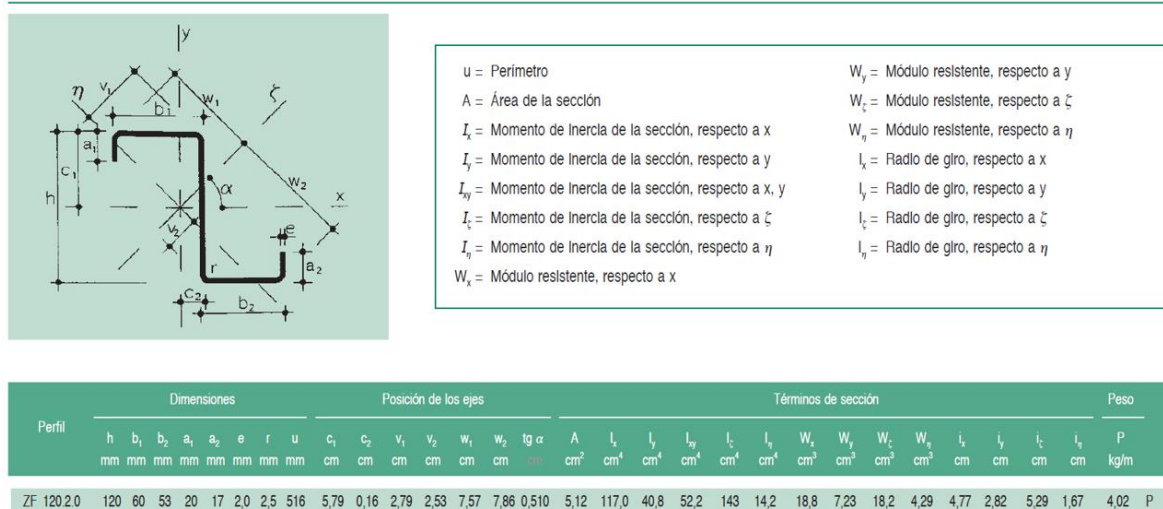


Figura 11. Dimensiones y términos de selección de perfiles en Z [15]

Además, el *Software* proporciona los datos de cuál es la combinación de acciones más desfavorable, así como la carga total y los esfuerzos que son transmitidos a dichas correas originados por esa combinación.

La combinación de acciones para situaciones transitorias o persistentes más desfavorable según CYPE es la siguiente:

$$Q = 0.8PP + 1.5V(0^{\circ})H1 + 0.75 N(EI)$$

Con la cual se obtiene un momento flector solicitante y esfuerzo cortante de cálculo pésimo de:

$$Q \approx 4,651 \text{ KN/m} \quad M_{y,ed} = 4,75 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad V_{z,ed} = 4,5 \text{ KN}$$

Conocidos estos valores, se es capaz de desarrollar una serie de comprobaciones:

- Número de correas y separación entre ellas

Se va a aprovechar que CYPE proporciona la carga producida por la combinación más desfavorable para comprobar el correcto cálculo del número de correas, y posteriormente su separación.

La carga de una correa se obtiene de la siguiente forma:

$$q_c = \frac{Q}{n^{\circ}_{correas} - 1}$$

Conocida esa carga máxima en una correa, y conocida la distribución de momentos flectores para una viga biapoyada, se podrá obtener su valor máximo.

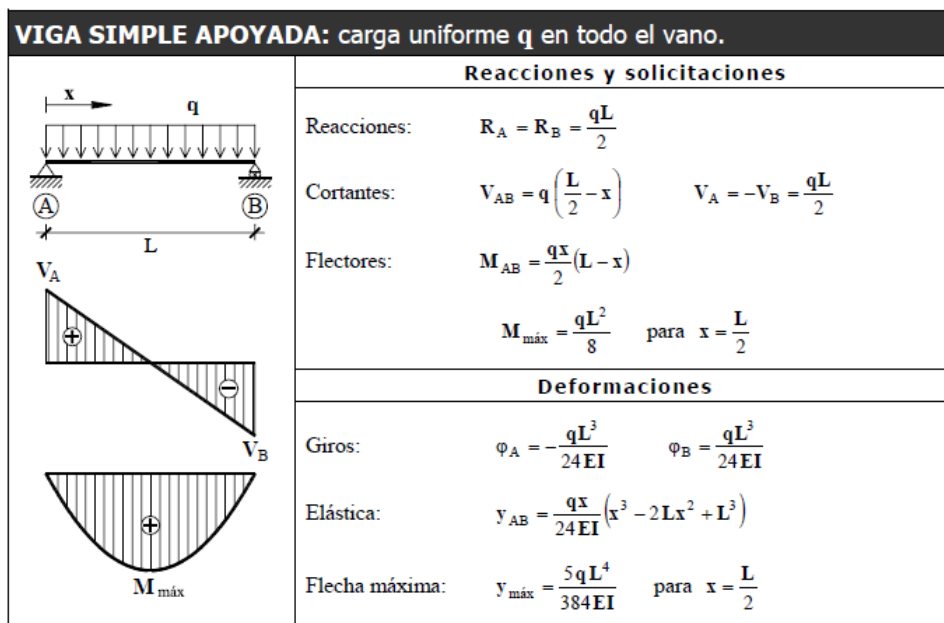


Figura 12. Solicitaciones y deformaciones para una viga simple apoyada con carga uniforme [16]

$$M_{max} = \frac{q_c \cdot m^2}{8}$$

Por otro lado, se conoce que la tensión máxima soportada por una correa con perfil en Z viene dada por la expresión que se presenta a continuación [6]

$$\sigma_{max} = \frac{M_{\xi}}{W_{\xi}} + \frac{M_{\eta}}{W_{\eta}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo f_y el límite elástico del acero en perfiles conformados, y γ_{M0} el coeficiente parcial para resistencia de una sección transversal, con valor 1,05

La carga que actúa en la correa se puede proyectar sobre los ejes principales del perfil seleccionado, únicamente teniendo en cuenta el ángulo de giro de los ejes principales respecto a los ordinarios, que se pueden determinar en la Figura 11.

$$q_{\xi} = q_c \cdot \text{sen } \alpha \quad q_{\eta} = q_c \cdot \text{cos } \alpha$$

Asociando estas expresiones a la del momento máximo para elementos biapoyados, se deducirán los momentos máximos referidos a los ejes principales, a partir de la proyección de la carga sobre los ejes.

$$M_{\xi} = \frac{q_c \cdot \text{sen } \alpha \cdot m^2}{8} \quad M_{\eta} = \frac{q_c \cdot \text{cos } \alpha \cdot m^2}{8}$$

Que, sustituyendo dichas expresiones del momento flector en la expresión de la tensión máxima, utilizando la de la carga sobre una correa y obteniendo los valores necesarios respecto a la sección del prontuario de la Figura 11, se obtendrá:

$$\frac{\frac{Q}{n_{\text{correas}} - 1} \cdot \text{sen } \alpha \cdot m^2}{8 \cdot W_{\xi}} + \frac{\frac{Q}{n_{\text{correas}} - 1} \cdot \text{cos } \alpha \cdot m^2}{8 \cdot W_{\eta}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{\frac{4651}{n_{\text{correas}} - 1} \cdot \text{sen } 27,02 \cdot 5^2}{8 \cdot 18,2 \cdot 10^{-6}} + \frac{\frac{4651}{n_{\text{correas}} - 1} \cdot \text{cos } 27,02 \cdot 5^2}{8 \cdot 4,29 \cdot 10^{-6}} \leq \frac{355 \cdot 10^6}{1,05}$$

$$n_{\text{correas}} \geq 10,975 \rightarrow 11 \text{ correas}$$

Finalmente, para la obtención de la separación entre correas, se ha de realizar el cociente entre la longitud del dintel y el número de huecos que hay entre las correas.

$$D = \frac{L_D}{n_{\text{correas}} - 1} = \frac{10}{\frac{\cos 11,31}{11 - 1}} = 1,01m \rightarrow 1m$$

➤ Resistencia a flexión

Se debe satisfacer [6]

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Como se ha mencionado anteriormente, el momento flector solicitante de cálculo pésimo, $M_{y,Ed} = 4,75 \text{ KN}$. Habrá que calcular la resistencia a flexión $M_{c,Rd}$, que viene dada por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo, W_{eff} el módulo resistente eficaz correspondiente a la fibra de mayor tensión, de valor $18,8 \text{ cm}^3$ según el prontuario mostrado anteriormente.

De la expresión, se obtiene que:

$$M_{c,Rd} = \frac{18,8 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6}{1,05} = 6,36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por lo que, a simple vista se observa que se satisface, para la resistencia a flexión:

$$\eta = \frac{4,75}{6,36} = 0,76 \leq 1$$

➤ Comprobaciones geométricas

Según la normativa del CTE-DB-SE-A, con el apoyo del Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006; además de las comprobaciones de la resistencia sobre las correas para un correcto dimensionamiento de perfil y número de ellas, se han de realizar otras comprobaciones respecto a la relación anchura / espesor para la buena funcionalidad de las mismas.

Donde, como aparece en el prontuario de la figura:

h: Altura del alma.	h: 120 mm
b₁: Ancho del ala superior.	b₁: 60 mm
c₁: Altura del rigidizador del ala superior.	c₁: 5,79 cm
b₂: Ancho del ala inferior.	b₂: 53 mm
c₂: Altura del rigidizador del ala inferior.	c₂: 0,16 cm
t: Espesor.	t: 2 mm

Se debe satisfacer [6]

$$\frac{h}{t} = 60 \leq 250$$

$$\frac{b_1}{t} = 30 \leq 90$$

$$\frac{c_1}{t} = 28,95 \leq 30$$

$$\frac{b_2}{t} = 26,5 \leq 60$$

$$\frac{c_2}{t} = 0,8 \leq 30$$

Por lo que se cumplirían todas las condiciones geométricas para el correcto funcionamiento de servicio de las correas.

4.2.2.1 Comprobación respecto al cerramiento

Ya se ha comentado que para el cerramiento superior se empleará panel sándwich tapajunta [13], formado por una cara exterior e interior de acero precalentado y un aislante de unos 80mm formado por poliuretano (PUR) y Poli-isocionurato (PIR) .

Se ha de determinar si dicho panel sándwich será válido para la separación de las correas obtenidas, con el fin de transmitir las cargas que actúan sobre estos cerramientos hasta la estructura propiamente dicha.

En las especificaciones de la ficha técnica del fabricante, los valores que proporcionan de la sobrecarga que puede actuar sobre el panel sándwich está dada en valores de cargas puntuales máximas soportadas por dicho cerramiento, en valores de Kg. Los valores de las tablas dependerán del espesor de poliuretano y de las chapas utilizadas.

Los valores de las cargas que son capaces de transmitir, según el espesor del panel, apoyando sobre un vano es la siguiente:


		Luz (m) para 1 vano 					
Espesor (mm)	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5
30	283/285	209/212	165/168	129/129	97/97	72/71	55/53
40	282/285	209/212	165/168	136/138	115/117	99/89	77/68
50	282/285	208/211	164/167	135/138	114/117	98/101	86/83
60	281/284	208/211	164/167	134/138	114/117	98/101	86/89
70	281/284	207/211	163/167	134/137	113/116	97/101	85/88
80	280/283	207/210	163/166	133/137	112/116	97/100	84/88
100/120	280/283	207/210	163/166	133/137	112/116	97/100	84/88

Figura 13. Cargas soportadas por el panel tapajuntas a 1 vano [13]

Se presenta un panel sándwich de 80mm de espesor, para un conjunto de correas de 1m de distancia entre ellas, lo que corresponde a que el panel elegido soportaría cargas de más de 280/283 Kg/m² de carga distribuida, lo que equivalen aproximadamente a unos 2,7 KN/m².

Se tiene conocimiento del valor de la carga más desfavorable por unidad de longitud, 4,651 KN/m ; teniendo en cuenta la longitud del dintel, 10,2m será posible calcular la carga por unidad de superficie que ejerce esta combinación más desfavorable.

$$P_{panel} = \frac{Q}{L_D} = \frac{4,651 \frac{KN}{m}}{10,2 m} = 0,46 \frac{KN}{m^2}$$

Si el objetivo es cubrir los espacios entre los dinteles y las correas con este tipo de paneles, se ha de cubrir longitud desde 1 hasta 10,2m; observando la ficha del fabricante de la Figura 14, se puede observar como la anchura de dichos paneles son de 1m, y la longitud de estos puede abarcar desde 2,5m hasta 16m.

	Espesor del panel (mm)						
	30	40	50	60	80	100	120
Longitud del panel (mm)	Estándar de 2500 mm a 16000 mm						
Anchura del panel (mm)	1000 mm						
Densidad del núcleo (kg/m3)	40 kg/m3 (± 2)						
Conductividad térmica (W/mK)	0,025						

Figura 14. Características técnicas del panel tapajuntas [13]

Será necesario 80 elementos de panel, 40 por cada faldón de cubierta.

Con todo ello, serán válidas la luz entre las correas elegidas para dicho panel sándwich, en cuanto la determinación de la resistencia del mismo y en cuanto la distancia máxima admisible del elemento de cerramiento.

4.3 Modelización de la estructura con CYPE

Como se está viendo en los capítulos anteriores, se empleará el programa de cálculo estructural CYPE para la definición de la geometría y los elementos estructurales, el cálculo de los diferentes esfuerzos que se aplicarán a dichos elementos para las diferentes combinaciones de carga; y el dimensionado de estos elementos estructurales para el cumplimiento de todas las comprobaciones respecto al ELU y ELS.

4.3.1 Generador de pórticos

Para el dimensionado de las correas y la generación de cargas, se ha empleado el programa de CYPE “Generador de Pórticos”. Dicho módulo se emplea para crear un proyecto nuevo.

En primer lugar, al ejecutar el *Software*, aparecerá la interfaz de la Figura A.1 en la que se introducirán valores como el número de vanos de la estructura, el módulo, los cerramientos y las distintas sobrecargas.

Una vez son definidos los datos generales, se pasará a definir la geometría de los pórticos: pórticos rígidos a dos aguas de, como ya se ha descrito previamente, 20m de luz con una altura en cumbre de 10m y 8m en los laterales; se completan los datos geométricos pulsando sobre las cotas de la interfaz de la siguiente figura para modificarlas.

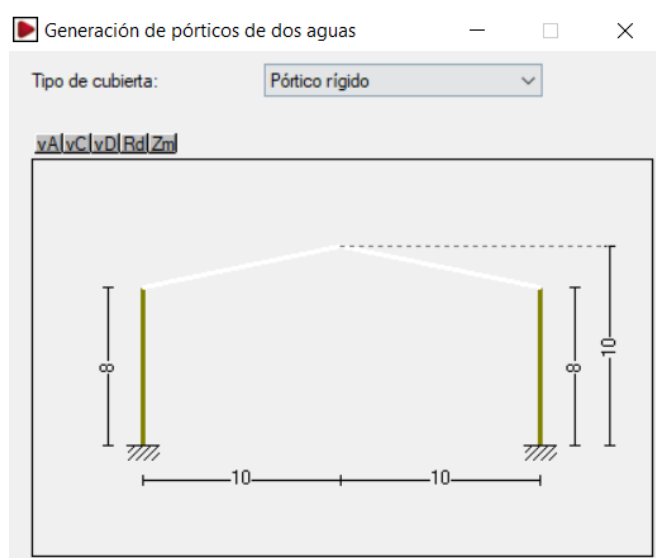


Figura 15. Generación de pórticos de dos aguas

En la pantalla general del programa aparecerá la representación del pórtico descrito.

Los cerramientos laterales serían paneles de hormigón aligerados, por lo que hay que especificar que existen muros perimetrales en los laterales, ya que, en caso contrario, no se generarían cargas de viento en los laterales de la nave. Para ello, se ha de pulsar fuera del pórtico en el lateral, para que se abra una nueva pestaña con la opción “Menú lateral” que se muestra en la Figura 16.

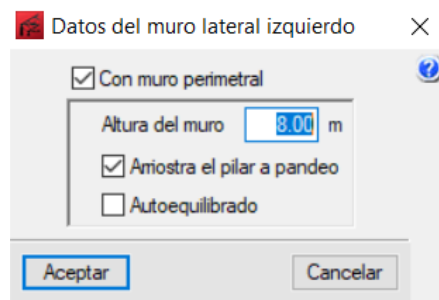


Figura 16. Datos del muro lateral

Se indicará 8m para la altura del muro, y se activará la casilla del arriostamiento del pilar a pandeo. No se activará la de auto equilibrado para que se transmitan las cargas de presión de viento a los pilares de las fachadas.

Se seguirá con el dimensionamiento de las correas, cuyo análisis en profundidad se encuentra en el capítulo anterior. Se obtendrá un pórtico como el de la Figura 17, con todas las especificaciones dadas.

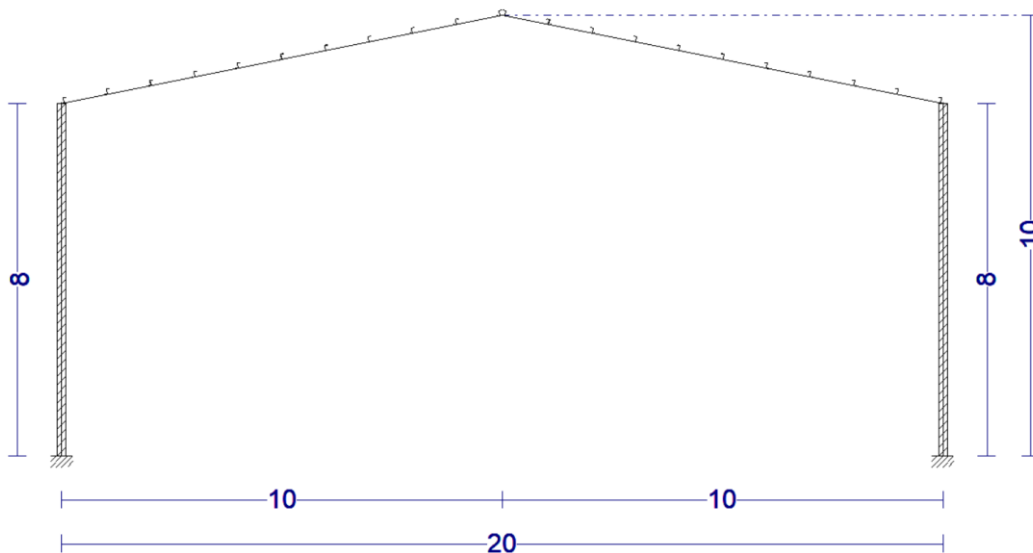


Figura 17. Pórtico con todas las características añadidas por el usuario

Una vez seleccionadas, se podrá exportar los datos al módulo de CYPE 3D; se seleccionará la opción “Exportar al CYPE 3D” del menú “Datos obra”. Se debe indicar el tipo de apoyo a generar y si la generación de coeficientes de pandeo es para pórticos traslacionales o intraslacionales (como en este caso se introducirán cruces de arriostamientos posteriormente en el CYPE 3D, se seleccionará la generación de pandeo para pórticos intraslacionales, y ya en CYPE 3D se modificarán los coeficientes de pandeo en la dirección traslacional). (Figura 18).

En el caso de que la normativa de viento tenga distintas zonificaciones en la cubierta, como el CTE DB SE-AE, la agrupación de planos en la generación no está habilitada, puesto que las cargas no son simétricas en la nave, y se podrían cometer errores al agrupar planos con cargas diferentes, llegando a quedar del lado de la inseguridad.

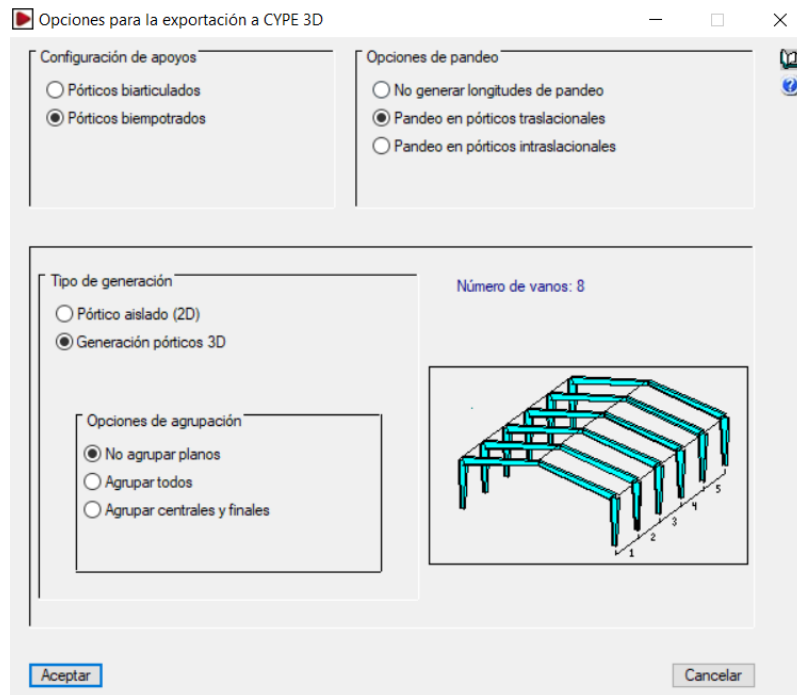


Figura 18. Opciones para la exportación a CYPE 3D

4.3.2 CYPE 3D

Tras exportarse todo lo desarrollado, aparecerá en la pantalla de trabajo el esqueleto de la estructura que ha sido generada, pudiéndose ver en ella todas las hipótesis de cargas generadas. Lo exportado se muestra en la Figura 19.

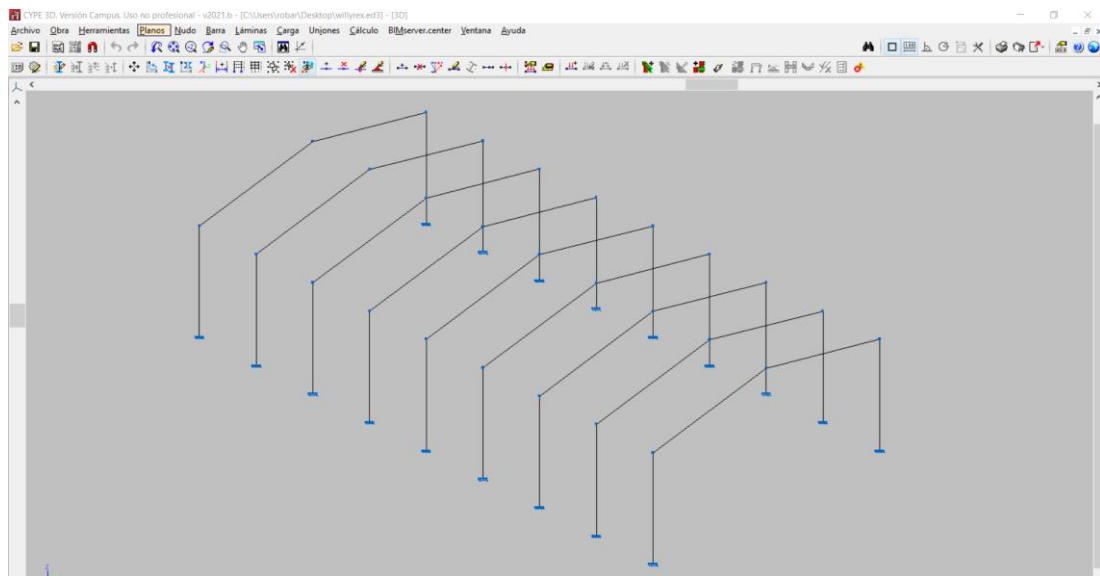


Figura 19. Elementos exportados desde el Generador de Pórticos

Los pasos a seguir, aunque no son indispensables y directamente no afectan a la modelización de la estructura, son convenientes realizarlos para la facilitación del diseño de la misma, ya que permitirá trabajar en vistas simplificadas sobre los elementos y una distinción de estos, pudiendo desactivar aquellas barras que entorpezcan en el proceso.

En primer lugar, se hablará de la gestión de capas de visualización; utilizando esta herramienta es una forma de agilizar el trabajo, ya que desactivas de la vista aquellos elementos estructurales que no interesan en ese momento o entorpecen la introducción de nuevos elementos en el programa, y a su vez permite asignar un color a modo identificativo de la capa de visualización con la que se trazarán estos elementos cuando está activa esta opción.

Dentro de la ventana “Gestión de capas” del menú “Obra” se podrán generar las capas de visualización que se desee en la obra. Además de añadir capas, se podrá especificar cual es la capa activa y activar o desactivar su visibilidad.

Como se puede observar en la Figura 20, se añadirán las siguientes capas de trabajo:

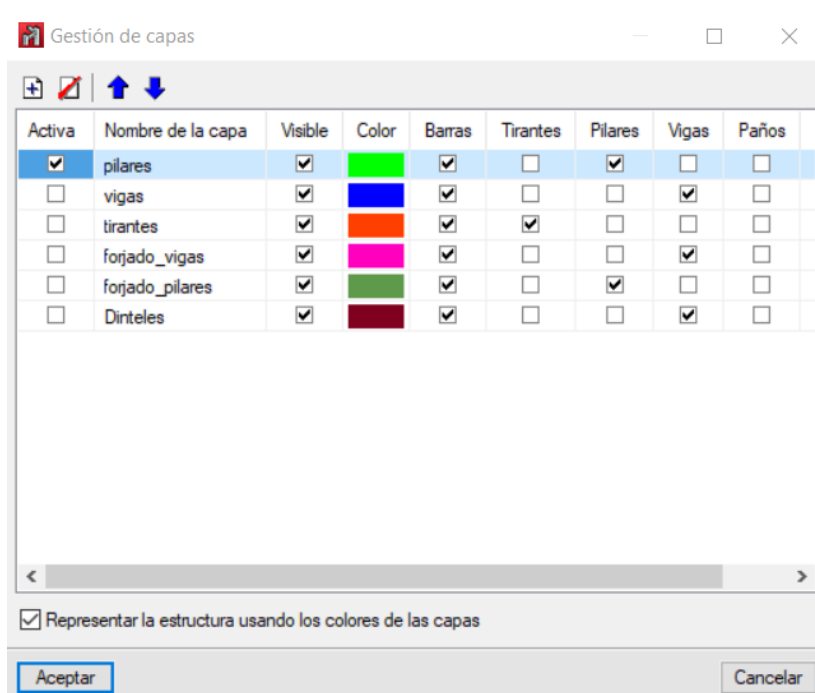


Figura 20. Gestión de capas

Otra de las herramientas a emplear es la de ocultar/visualizar planos. Esto permite ocultar las líneas de referencia.

Primero, con la opción “Mostrar/Ocultar planos” del menú “Planos”, se seleccionará la opción de ocultar y, tras aceptar el diálogo, se podrán seleccionar todos los nudos en los que desea ocultar sus líneas de referencia. Si posteriormente es necesario activar las líneas de referencia de los planos, se puede usar la misma opción, pero activando Mostrar.

La segunda operación necesaria será desactivar la opción “Mostrar/Ocultar planos nuevos”, de esta forma, al introducir nudos nuevos en la obra, no se visualizarán los planos asociados al nudo.

Por último, se crearán nuevas vistas de la estructura con el fin de facilitar el movimiento entre las diferentes zonas de la estructura, y enfocarse en una vista determinada cuando fuere necesario. Dentro del menú “Ventanas”, se empleará la opción “Abrir Nueva”. A partir de la opción “Vista 2D de un plano” se podrá seleccionar tres puntos pertenecientes al plano de la vista que se debe crear. Las vistas creadas son las que se muestran en la Figura 21, y son una para el pórtico frontal y el trasero, otra para la fachada izquierda y derecha, una para el faldón izquierdo y derecho de la cubierta. Otra vista del segundo pórtico, donde irán los pilares interiores del forjado y la vista del forjado.

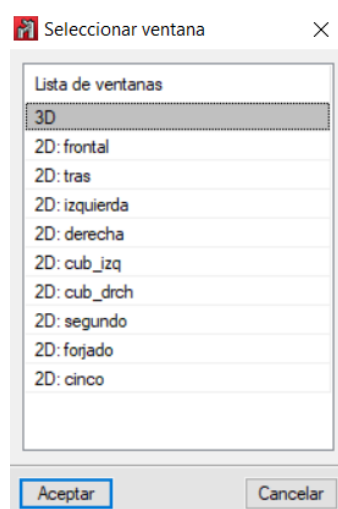


Figura 21. Vistas de la estructura

4.3.2.1 Geometría. Elementos barra

Una vez realizado todo este proceso, se comenzará con el diseño de la geometría y elementos de la estructura.

En primer lugar, se implementarán los pilarillos de las fachadas frontal y trasera. Para la introducción de dichos elementos, se utilizará la opción del menú “Barras → Nueva”, se abrirá una ventana flotante en la que se mostrará la capa de visualización activa a la que pertenecerán las barras a introducir, el tipo de perfil seleccionado para su introducción, la disposición del mismo. También dispone de una lista en la que se muestran los tipos de perfiles que se han introducido en a la obra actual, permitiendo así su rápida selección. Los perfiles serán un IPE genérico, ya que posteriormente el *Software* permitirá un diseño completo de los diferentes elementos.

La luz de la estructura es de 20m, por lo que se añadirá un pilarillo cada 5m, habiendo en total uno central de 10m hasta la cumbrera, y otros dos de 9m entre el central y el pilar esquina.

Además, sobre la fachada frontal, se introducirá a 4m del suelo la viga sobre la que apoyará el forjado. Es importante, cuando se introduce una barra que se intersecta con otras, tener activada la opción “Generar nudos en puntos de corte” en el menú “Barra”, ya que en caso contrario el programa interpreta que la barra introducida no toca los pilares intermedios.

También es importante, a la hora de introducir barras, hacerlo sólo de las barras que realmente se van a ejecutar en obra. Es decir, si se va a construir la viga del forjado de una sola pieza de 20 m que se apoya en los pilares intermedios, se introducirá la barra de pilar extremo a pilar extremo; de esta forma, el programa interpreta que toda esta barra es una pieza, con lo que, a la hora de describir la barra, los coeficientes de empotramiento dados se aplicarán a la pieza. Si, por el contrario, se van a ejecutar en obra 4 barras de 5 m, debe introducir 4 barras de pilar a pilar. Si se ha introducido una pieza por error, cuando lo que se debían introducir eran barras independientes, se puede subsanar empleando la opción “Crear Pieza” del menú “Barra”, marcando entonces el punto inicial y final de la pieza que desea crear, pudiendo así dividir una pieza en varias, o unir varias piezas en una. El programa representa las piezas a trazo grueso cuando entre los dos nudos extremos de una pieza hay algún nudo intermedio.

Habrà que modificar la disposición en cuanto al ángulo de estos pilarillos, ya que su función es aportar resistencia a los planos menos resistentes en los pórticos hastiales, lo que conllevaría a girarlos 90°, para que el eje fuerte de la sección sea perpendicular a la dirección hastial.

Para ello, se ha de activar la opción “Describir disposición” del menú “Barra”, donde seleccionando los pilarillos de los pórticos hastiales, se seleccionará en el apartado “Ángulo de giro” la opción “Giro a 90°”. Estas opciones se podrán observar en la siguiente figura.

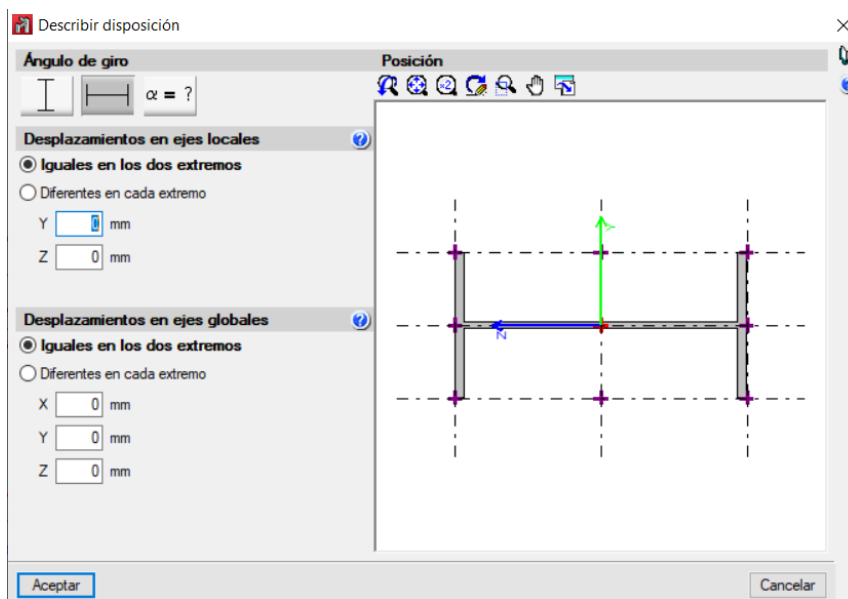


Figura 22. Describir posición pilarillos

Esta vista, tras crear la viga y los pilarillos, quedaría de la siguiente forma:

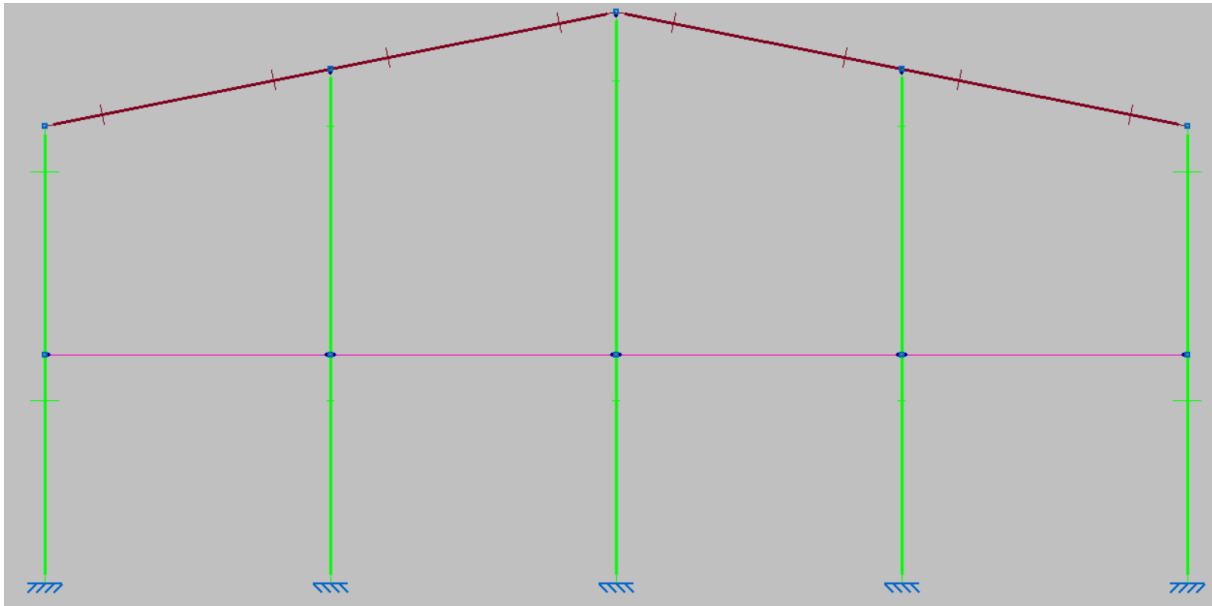


Figura 23. Vista de la fachada frontal

Ahora, situándose en la vista del pórtico consecutivo al de dicha fachada, se introducirán los 3 pilares interiores, una viga interior de 20m para el forjado y las barras que atan transversalmente a las vigas del forjado entre ellas. Esto está representado en la Figura 24.

Se realizará el mismo proceso para atar la cubierta de los dos pórticos colindantes, el pórtico hastial con su pórtico interior más cercano, formando así las distintas crujeías.

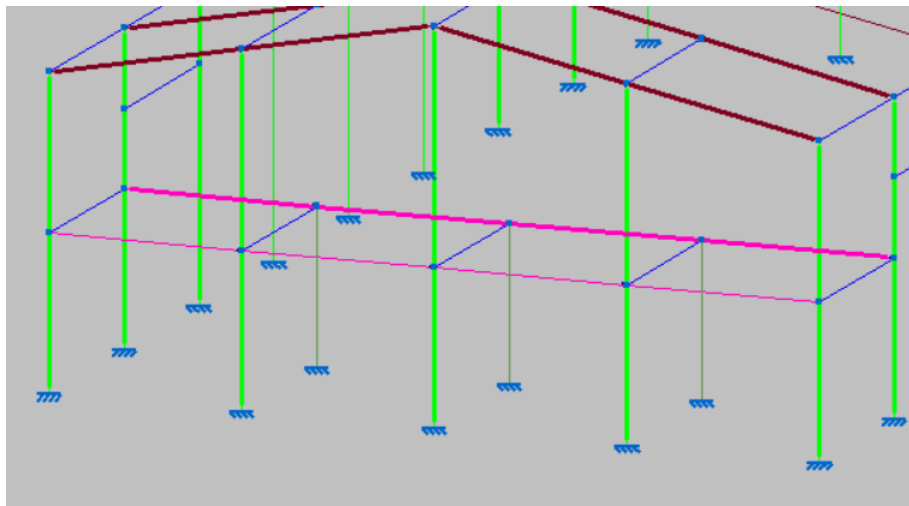


Figura 24. Pilarillos, pilares interiores y vigas del forjado

A continuación, se introducirán las diagonales que arriostrarán los pórticos extremos. Se seleccionará como capa activa “Tirantes” y se seleccionará un perfil a introducir de sección maciza circular genérico, el cual se dimensionará más adelante.

Por último, con un perfil IPE, se selecciona la capa “Viga” y se introducirán las vigas de atado entre las cabezas de los pilares, aquellas que forman los huecos en los pórticos laterales a 6m del suelo, y la viga de cumbrera. Una vez introducidas todas estas, la estructura quedará de la forma que se ilustra en la Figura 25.

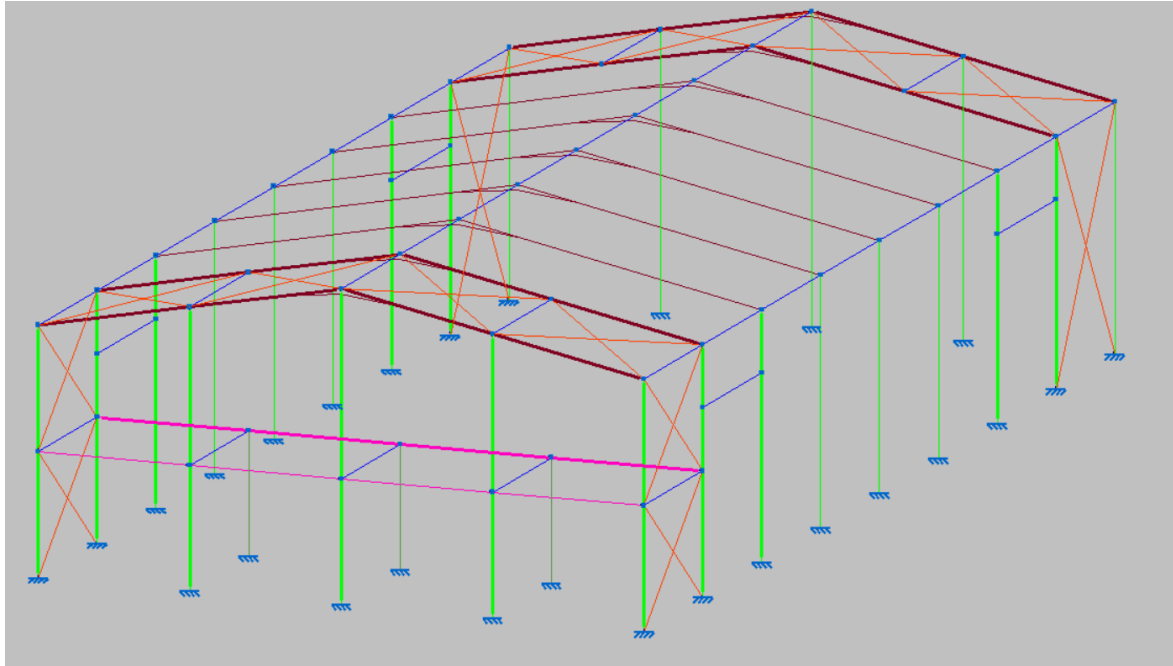


Figura 25. Estructura de la nave industrial

Con la opción “Herramientas → Vista 3D” se podrán observar todos los elementos estructurales, uniones, placas de anclaje, etc reales extruidos con sus dimensiones y formas.

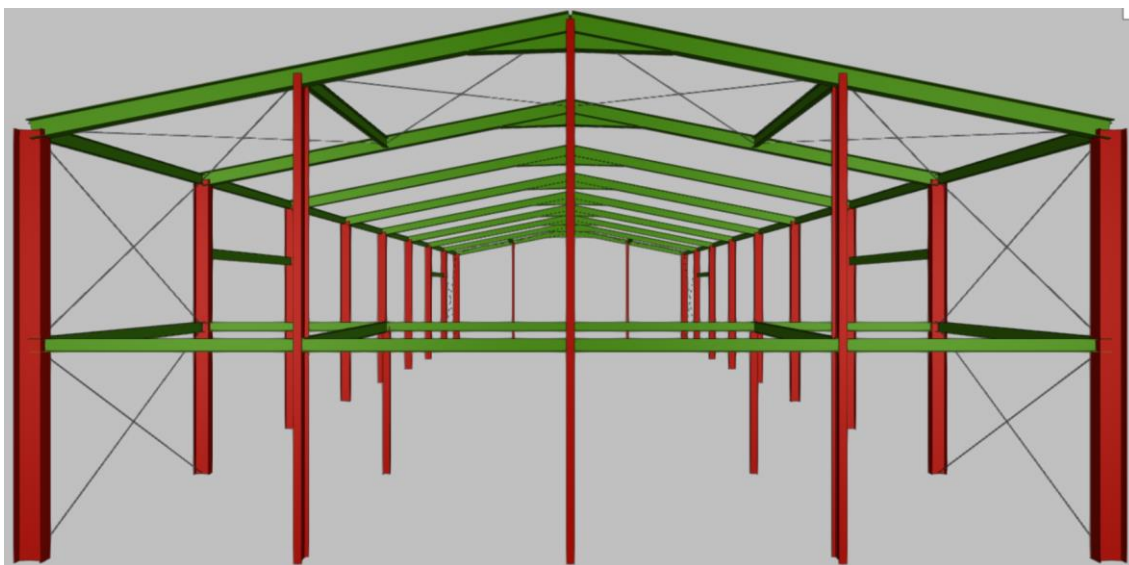


Figura 26. Vista cónica fachada hastial

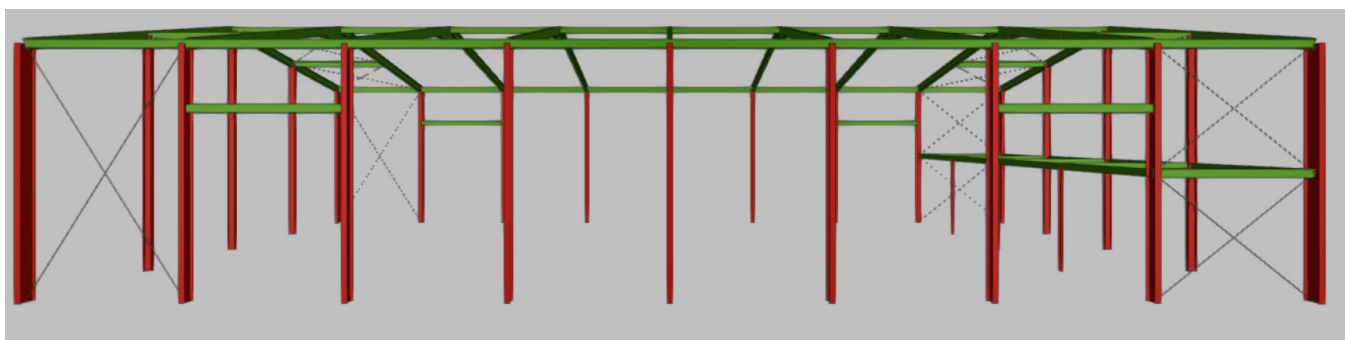


Figura 27. Vista cónica fachada lateral

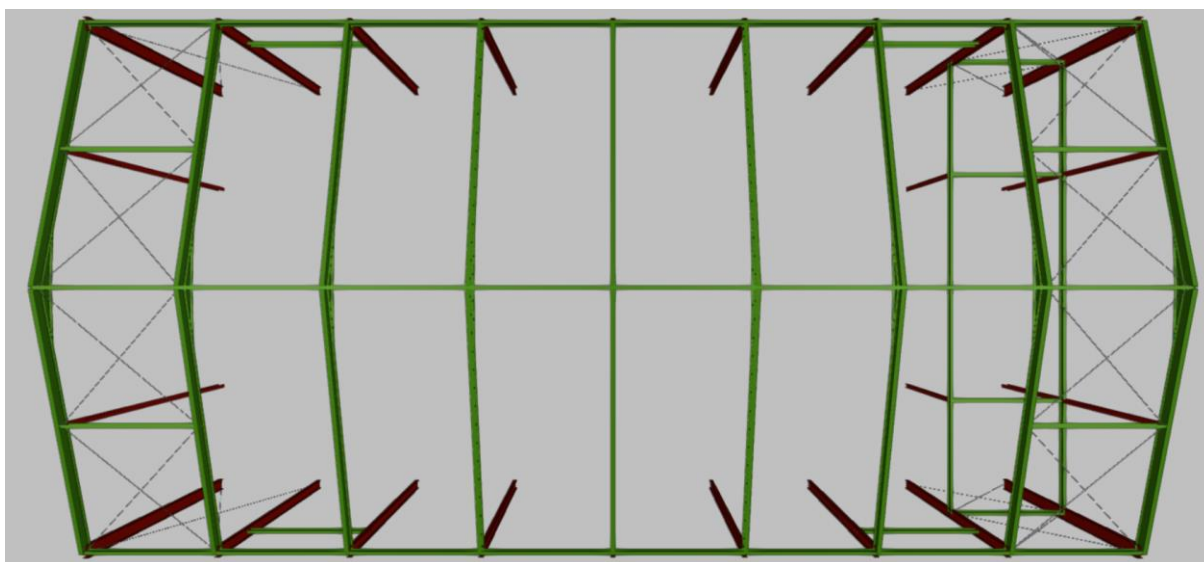


Figura 28. Vista cónica superior

Lo que se ha de hacer a continuación, antes del dimensionamiento y cálculo de los perfiles de las distintas barras, será necesario agrupar aquellas cuya intención sea que tengan perfiles iguales.

Las cargas del viento, debido a los huecos de la nave industrial y las diferentes zonas de influencia sobre esta, dan como resultado cargas de presión no simétricas, por lo que dicho dimensionamiento de las barras tras el cálculo podría no ser simétrico. Para ello, se empleará la opción “Agrupar” del menú “Barra”.

Se agruparán en distintos grupos: los pilares centrales, los pilares esquinas, pilares interiores, pilarillos, tirantes, dinteles, vigas del forjado y las distintas vigas de atado.

Una vez son introducidas las barras, hay que describir los apoyos o vinculaciones exteriores de los pilares nuevos (del resto de pilares vienen descritos estos apoyos por el Generador de Pórticos). Para ello, dentro del menú “Nudo” se empleará la opción “Vinculación exterior”, para, una vez seleccionadas los nudos que faltan por describir. Se abrirá una interfaz donde se deberá indicar el tipo de empotramiento deseando, en este caso, un empotramiento fijo y rígido. Esta ventana se puede observar en la Figura 29.

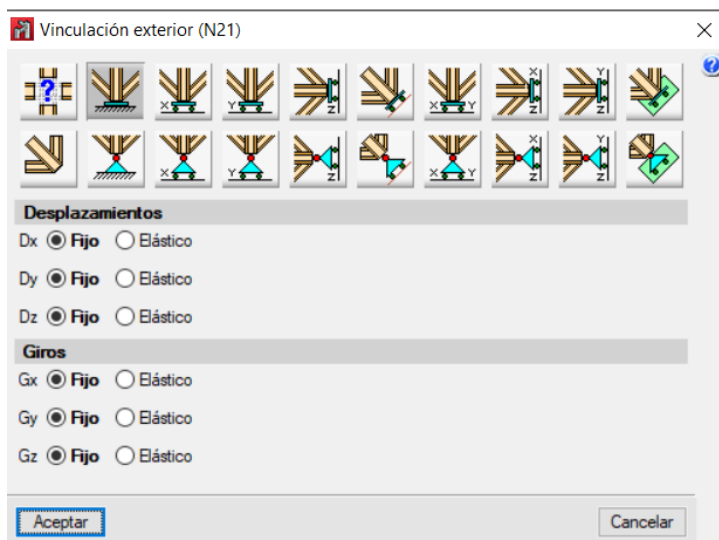


Figura 29. Selección de vinculación exterior

El siguiente paso a realizar es articular los extremos de aquellas barras que así sean necesarias. Para ello, se empleará la opción “Articular extremos” del menú “Barra”. Si se clic en el centro de cada barra se articularán ambos extremos, como será en el caso de las vigas de atado de arriostramiento entre pórticos; en el caso de querer articular sólo uno de los extremos se pinchará sobre dicho extremo.

Las vigas de los forjados que se unen al alma de los pilares se articularán, al igual que las vigas de los extremos del pórtico del pórtico hastial que contiene al forjado, estarán empotradas a los pilares exteriores y articuladas a los interiores, es decir, se debe clicar sobre el extremo que da al pilar interior del forjado. Se articulará también las cabezas de los pilarillos.

Con ello, queda descrita la geometría de la obra. Una vez descritas las barras, se indica el material. Para realizar esta operación, se utilizará la opción “Describir material” del menú “Barra”. A continuación, al seleccionar una barra, el programa propone utilizar el material definido en los datos generales (a los que se puede acceder pinchando en “Perfiles de Acero” dentro del menú “Obra”), o bien utilizar un material para esta barra.

Para este ejemplo, deje para todas las barras la opción “Material seleccionado en datos generales”, verificando en “Obra→Perfiles de Acero” que el material seleccionado es S275.

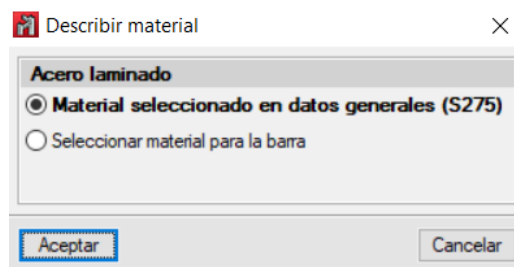


Figura 30. Describir material de la obra a partir de los datos generales

Por último, tras indicar la geometría y el material de la estructura, antes del dimensionado de la misma, es necesario indicar la flecha máxima de las distintas barras y asignarlos unos coeficientes de pandeo distintos a los que vinieron preestablecidos desde el Generador de Pórticos.

En cuanto a las flecha límite, ya se indicaron en este documento cuales son para que se cumpliese respecto al Estado Límite de Servicio; por ello, se indica dentro del punto 4.4.1 de este documento. Por ello, se indica al *Software* desde la opción “Flecha límite” del menú “Barra”, que esta flecha límite para cualquier barra horizontal o dintel sea de $L/300$; mientras que el desplazamiento límite para los pilares son de $L/500$ y para los pilares interiores, que dan lugar a una segunda planta, es de $L/250$.

Finalmente se pasará a definir los coeficientes de pandeo de las barras que ha sido introducidas en el programa y a modificar los coeficientes de pandeo de los pórticos principales en los planos de los mismos, ya que el Generador de Pórticos ha proporcionado coeficientes de pandeo para pórticos intraslacionales, como se explicó previamente, lo que es cierto para la dirección longitudinal de la nave gracias a los arriostramientos, pero no lo es (al menos mientras no se compruebe), para la otra dirección

Para la asignación de los coeficientes de pandeo, seleccione la opción “Pandeo” del menú “Barra”, y, en una primera selección, se seleccionarán las vigas de atado que unen las cabezas de los pilares y la cumbrera de la nave. Como la estructura tiene las correas espaciadas cada 1000 mm unidas al panel de cobertura con fijación rígida, y a su vez en la nave se empleará como cerramiento placas de hormigón, puede considerarse que estas barras no pandearán, ya que debería entrar en carga toda la estructura para que se pudiera producir dicho fenómeno. Por

tanto, en estas vigas se asignará como coeficiente β de pandeo el valor 0 en el plano XY y se mantendrá el valor 1 en el otro plano.

En las vigas que unen los pórticos que soportan el forjado de oficinas, se tendrá en cuenta que se dispone de forjado que impide el pandeo de perfil en el plano XY del perfil, por lo que se procederá de igual forma que el anterior caso.

Los pilares interiores que soportan el forjado se considerará un coeficiente de pandeo de 0.7 por ser empotrado en su base y articulado en la cabeza para ambos planos.

Los pilarillos tendrán impedidos el pandeo en el plano XY debido al cerramiento lateral que queda embebido en ellos. Para el plano XZ se puede considerar un $\beta = 0.7$ (empotrado en su base y articulado en su cabeza). No se debe olvidar que, al existir nudos intermedios, se tiene que modificar el valor, como es el caso pórtico hastial de la zona del forjado; en estos tres pilares se deberá asignar un $\beta = 0.7$ para toda la longitud, o lo que es lo mismo, asignar la longitud equivalente de pandeo, que es $10 \times 0.7 = 7$ m para el central y $9 \times 0.7 = 6.3$ m para los otros dos pilares (Figura 31).

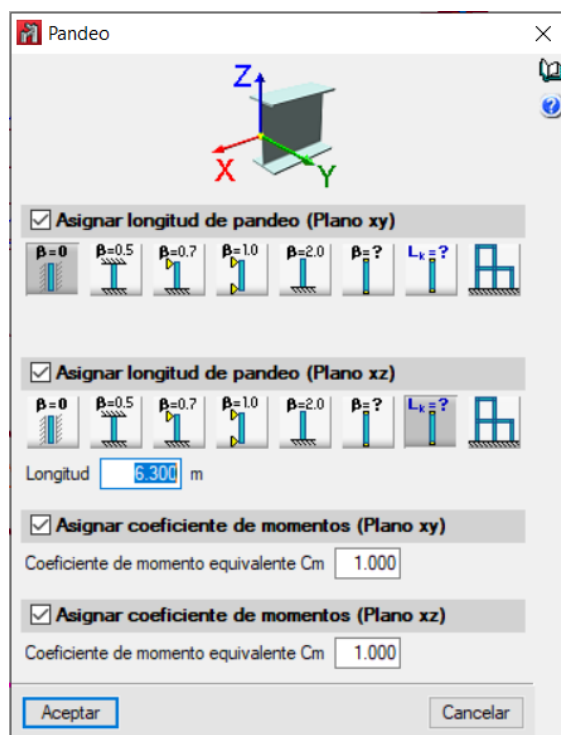


Figura 31. Interfaz de selección de coeficientes de pandeo para un pilarillo

Como ya se comentó, la consideración de intraslacionalidad es correcta para la dirección longitudinal de la nave, pero no para la transversal mientras no se compruebe. Por tanto, se modificarán los coeficientes de pandeo en los pórticos centrales en dicho plano.

Si realiza otra exportación del Generador de Pórticos, pero definiendo la estructura como traslacional, se observa que los coeficientes de pandeo que se exportan en el plano de los pórticos son de $\beta = 1.20$ para los pilares y de $\beta = 1.135$ para los dinteles; por ello se tomarán

estos valores en los pórticos centrales. Se asignan a todos los pórticos centrales las correspondientes Longitudes de pandeo en el plano XZ, es decir, para los pilares $L_k=1.20 \times 8 = 9.6$ m y para los dinteles $L_k=1.135 \times 10.198 = 11.575$ m.

En cuanto al pandeo lateral, en los dinteles de los pórticos centrales de la nave, debido a las hipótesis de succión de viento en la cubierta, puede llegar a producirse el pandeo lateral del ala inferior. Esto se evita disponiendo en el proyecto de tornapuntas que arriostren el ala inferior frente a este fenómeno.

Para realizarlo en el programa, se utiliza la opción “Pandeo lateral” del menú “Barra” y se seleccionan las vigas de los dinteles que forman la cubierta, a continuación, pulse con el botón derecho del ratón para editar los coeficientes de pandeo lateral de las barras seleccionadas. En el ala inferior de éstas coloque unas tornapuntas cada 4 correas con una longitud libre de pandeo de $L_b=3$ m.

Para los pilares de los pórticos centrales, se arriostará el pandeo lateral en ambos planos; mientras que las vigas de los tres huecos es necesario colocar un coeficiente de pandeo lateral igual a la unidad, de una pieza biapoyada, para el ala superior, que es la que podría comprimirse.

Una vez realizados todos los pasos anteriores, se puede calcular la estructura y comenzar la fase de dimensionamiento de esta. Para calcular la estructura se seleccionará la opción “Calcular” del menú “Cálculo”, aparecerá una ventana en la que se permite seleccionar entre “No dimensionar perfiles”, “Dimensionamiento rápido de perfiles” o “Dimensionamiento óptimo de perfiles”.

Como se ha comentado, para construir la geometría se han empleado perfiles IPE genéricos, sin especificar el perfil para las distintas barras, y perfiles redondos macizos para los tirantes. Esto permite ahora realizar un dimensionamiento óptimo de los perfiles según el cumplimiento de ELU y ELS para todas las características físicas y geométricas que se han ido añadiendo en la estructura. Tras ello, los perfiles definidos para los diferentes grupos de barras estructurales son:

- IPE 300 para los Pilarillos Hastiales
- IPE 500 para los Pilares Esquina
- IPE 400 para los Pilares Centrales
- IPE 180 para los Pilares Interiores del Forjado
- IPE 270 para las Vigas de Atado y Cumbreira
- IPE 240 para las Vigas del Forjado
- IPE 360, Simple con Cartelas para los Dinteles
- R16 para los Tirantes

Tras el proceso de cálculo, se podrá seleccionar la opción “Comprobación de barras” del menú “Cálculo”, para verificar si el predimensionamiento inicial es válido, o por el contrario ha de modificarse alguna barra y volver a calcular. Al seleccionar esta opción, se dibujarán en rojo todas aquellas barras que no verifican para los estados de hipótesis de cargas.

Si se clicla sobre alguna de las vigas, aparece un cuadro de diálogo en el que se indican que perfiles cumplen de la serie, e indica en sombreado el que está colocado en obra.

Perfil	Peso	Resistencia	Fecha	Erorres
✗ IPE 80	5.97	—	13447.2...	Se ha producido un error, ya que la esbe...
✗ IPE 100	8.09	—	6298.99 %	Se ha producido un error, ya que la esbe...
✗ IPE 120	10.36	—	3387.19 %	Se ha producido un error, ya que la esbe...
✗ IPE 140	12.87	1282.16 %	1990.99 %	
✗ IPE 160	15.78	783.69 %	1239.50 %	
✗ IPE 180	18.76	529.80 %	817.86 %	
✗ IPE 200	22.37	371.68 %	554.36 %	
✗ IPE 220	26.22	274.98 %	388.57 %	
✗ IPE 240	30.69	206.77 %	276.75 %	
✗ IPE 270	36.03	152.55 %	186.03 %	
✗ IPE 300	42.23	114.99 %	128.90 %	
✓ IPE 330	49.14	88.82 %	91.51 %	
✓ IPE 360	57.07	69.68 %	66.20 %	
✓ IPE 400	66.33	54.29 %	46.57 %	
✓ IPE 450	77.56	41.83 %	31.92 %	
✓ IPE 500	90.67	32.70 %	22.35 %	
✓ IPE 550	105.50	27.02 %	16.05 %	
✓ IPE 600	122.46	21.67 %	11.70 %	

Se ha seleccionado no realizar la comprobación de resistencia al fuego

Significado de los iconos

- ✗ Perfil que no cumple alguna comprobación.
- ✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

Figura 32. Comprobación para los perfiles de la serie

Para consultar los esfuerzos y las tensiones, desde “Esfuerzos” del menú “Cálculo”, se podrá observar el valor de los momentos, axiles, tensiones y aprovechamiento para todas las barras de la estructura, para cada una de las combinaciones de cargas existentes; y se podrá comprobar la envolvente de esfuerzos máximos de entre todas las combinaciones. En las siguientes figuras se mostrarán un par de ejemplos de lo que se podrá observar utilizando esta funcionalidad:

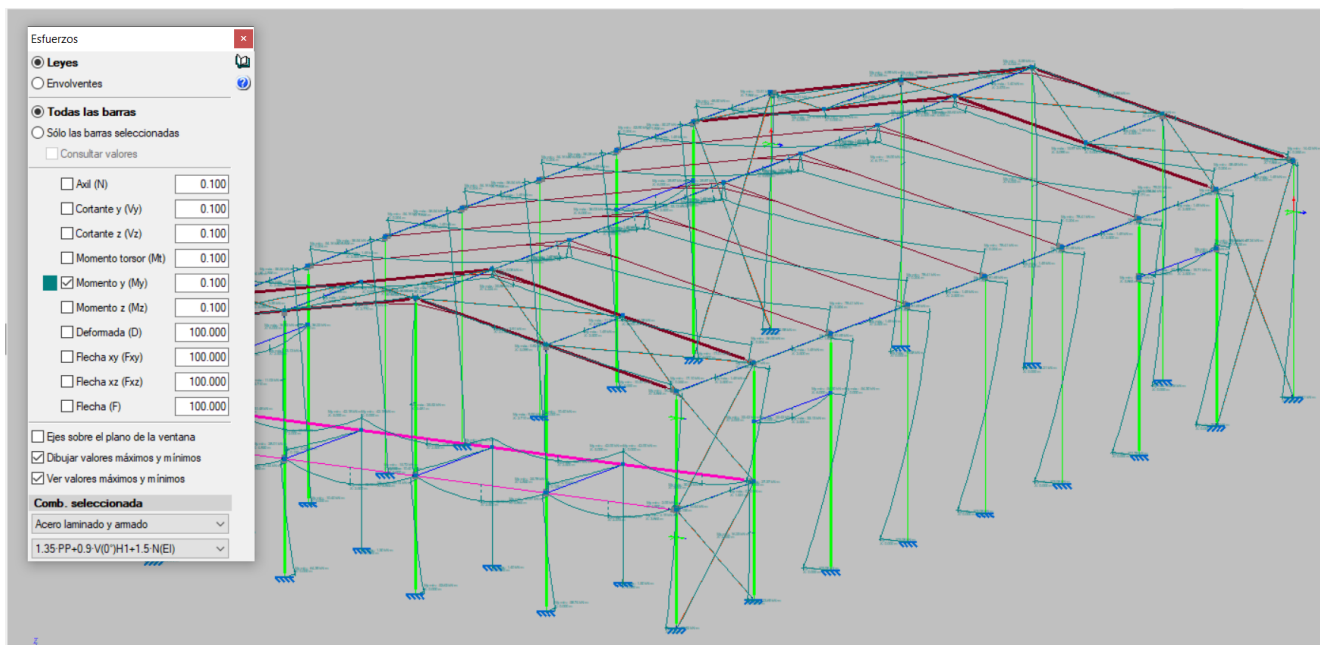


Figura 33. Leyes de momentos para todas las barras de la estructura

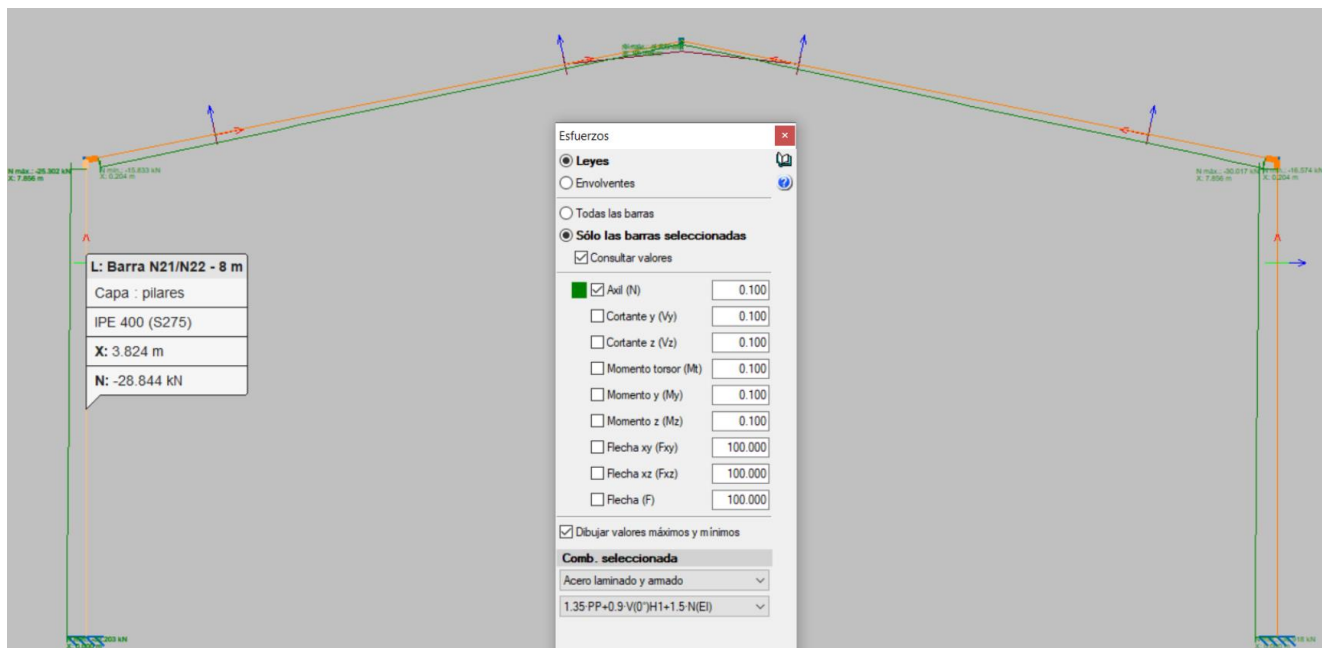


Figura 34. Leyes de axiles para un pórtico central

Gracias al programa de cálculo, se podrá conocer cuáles son los elementos barras más solicitados, y obtener todos los esfuerzos de dichas barras, para posteriormente realizar las comprobaciones respecto a ELU en aquellos puntos más desfavorables.

4.3.2.2 Uniones

CYPE 3D incorpora el cálculo y dimensionamiento de uniones según la normativa CTE-DB-SE-A y Eurocódigos.

El programa permite una definición personalizada de cada unión, pero también dispone de la opción “Generar” con la que se analiza para todo el proyecto las uniones que se pueden dimensionar en cada uno de los nudos, teniendo en cuenta todas las barras que acometen a ellos y las placas de anclaje. Posteriormente, estas uniones se podrán modificar para el correcto cumplimiento de las normativas. Habrá un total de 128 uniones generadas.

Al completar este proceso de generación, en todos los nudos donde se ha detectado una unión aparecerán marcados de azul. Se pulsará en el botón “Dimensionar” del menú “Uniones” para que se realice dicho dimensionamiento para las uniones generadas.

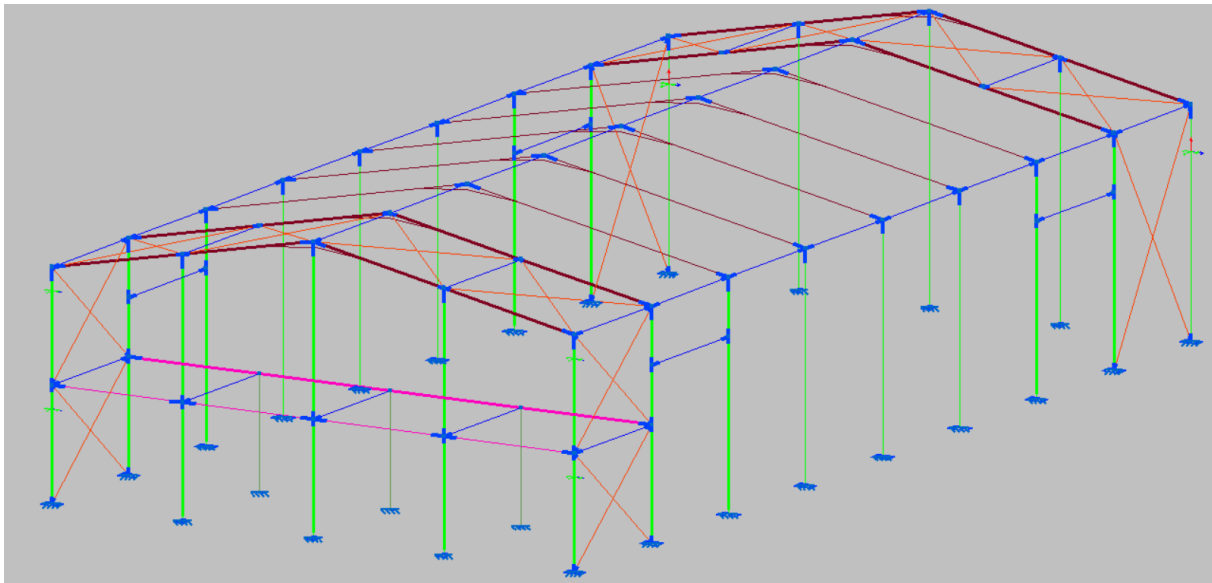


Figura 35. Uniones a diseñar

Se mostrará una ventana para seleccionar la tipología de unión, soldada, atornillada o manteniendo el tipo de unión definida previamente. Tras el cálculo y finalización del proceso de dimensionamiento se mostrarán las uniones que el *Software* han podido responder en color verde, mientras que las que tienen alguna incidencia aparecerán en rojo.

El siguiente paso sería, mediante la opción “Editar” aquellas uniones para ver cual es el motivo que no cumpliera; dentro de esa ventana, se permitirá modificar perfiles angulares, rigidizadores, recortes en los extremos, elementos de refuerzo como chapas o empotramientos del alma, y todo ello pudiendo modificar sus espesores, longitudes, tornillos, distancias de las soldaduras o si la ejecución fuera en taller o en obra. Todo ello con el fin de que todas las uniones dimensionadas se muestren de color verde, es decir, que fuesen correctas para las cargas y barras requeridas.

Se muestran en las siguientes figuras algún ejemplo de estas uniones en el menú de edición, en las cuales se podrían modificar espesores de garganta, rigidizadores etc.

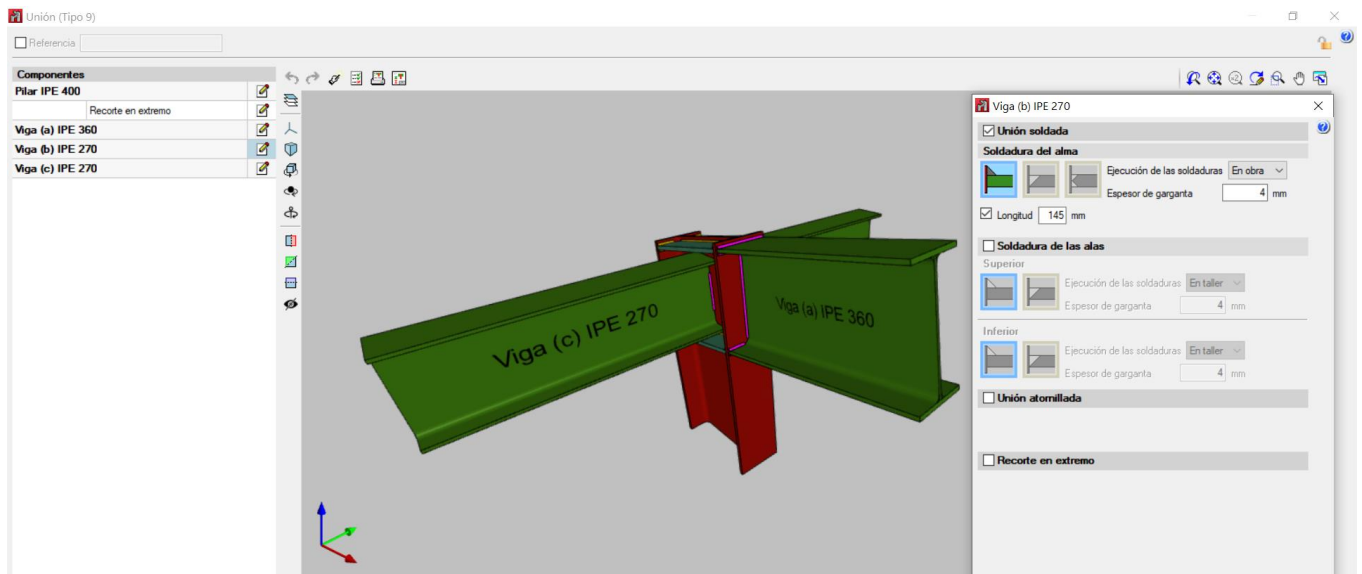


Figura 36.a. Unión Pilar-Dintel central

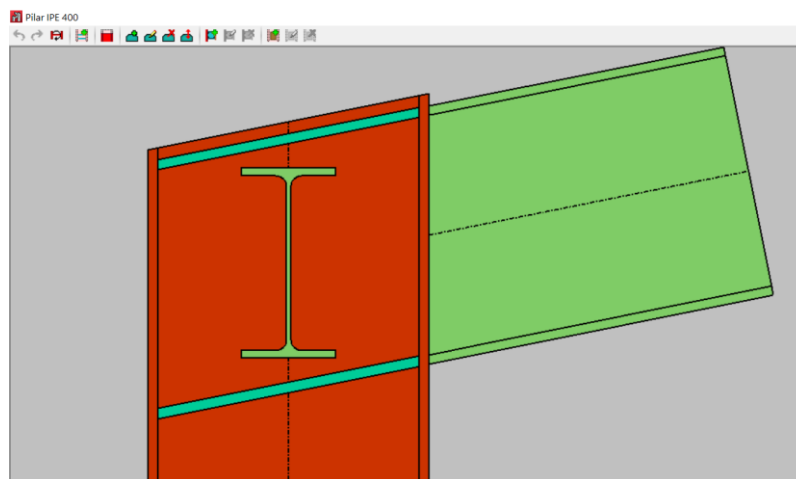


Figura 36.b Unión Pilar-Dintel central

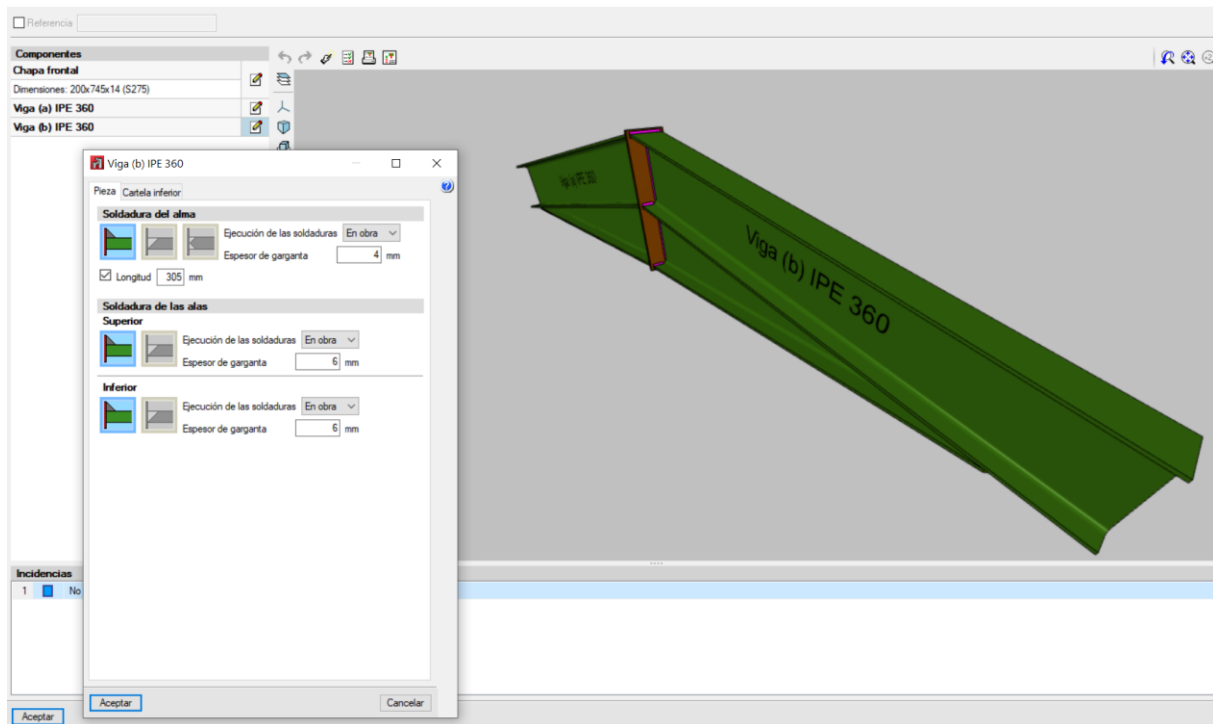


Figura 37.a. Unión entre dos dinteles

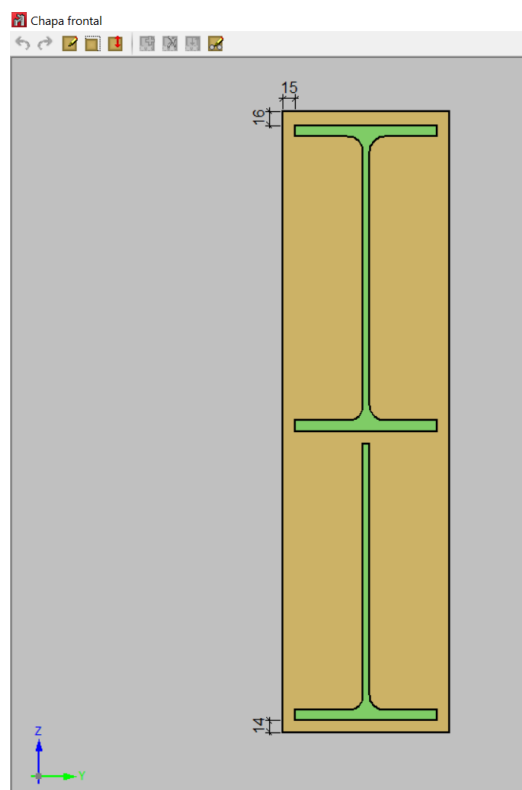


Figura 37.b. Unión entre dos dinteles

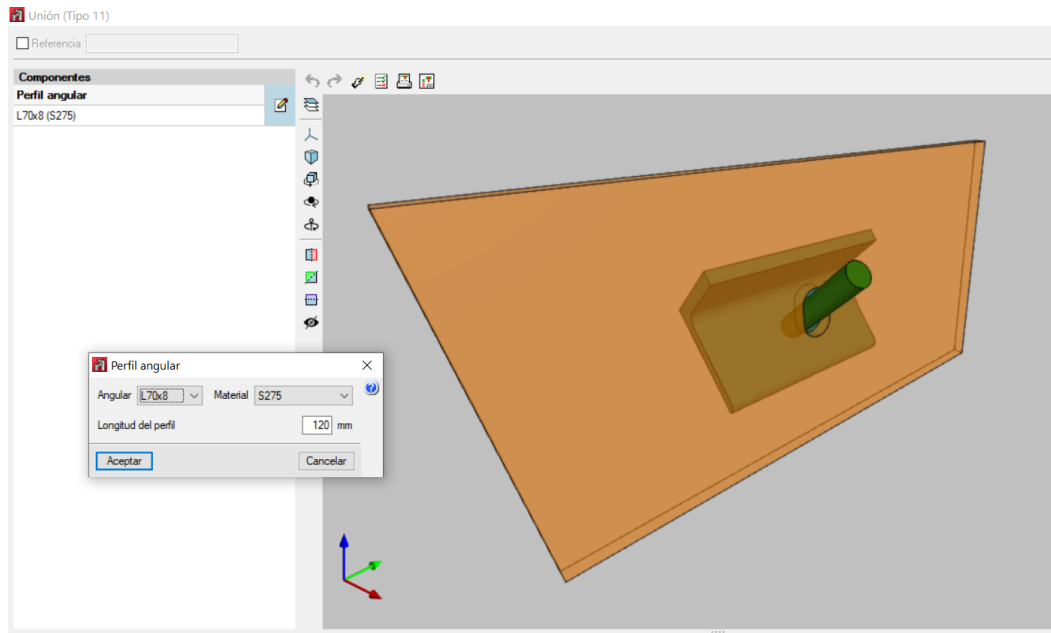


Figura 38.a. Unión Pilar-Cruz de San Andrés

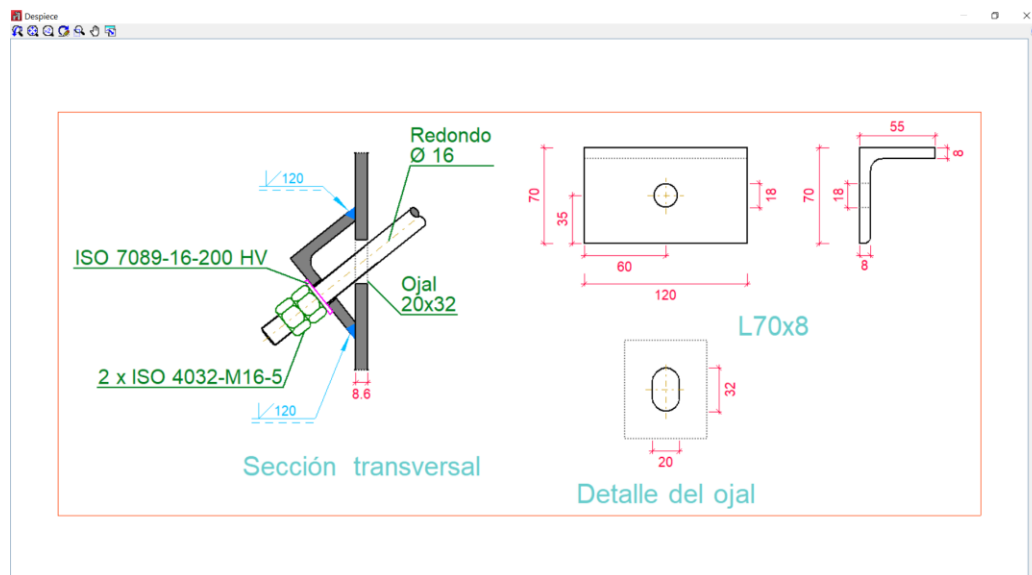


Figura 38.b. Unión Pilar-Cruz de San Andrés

Hay 24 uniones diferentes en la totalidad de la estructura, a las cuales se les realizarán las comprobaciones de resistencia pertinentes en otro capítulo dedicado a ello. Dentro de estas, también se incluyen las placas de anclaje.

Las placas de anclaje se definirán también al generar todas las uniones del proyecto, y se puede operar de igual forma que el resto de las uniones, modificando los pernos, placa base y/o rigidizadores en el caso que fuere necesario. Esto se podrá observar en la Figura 39.

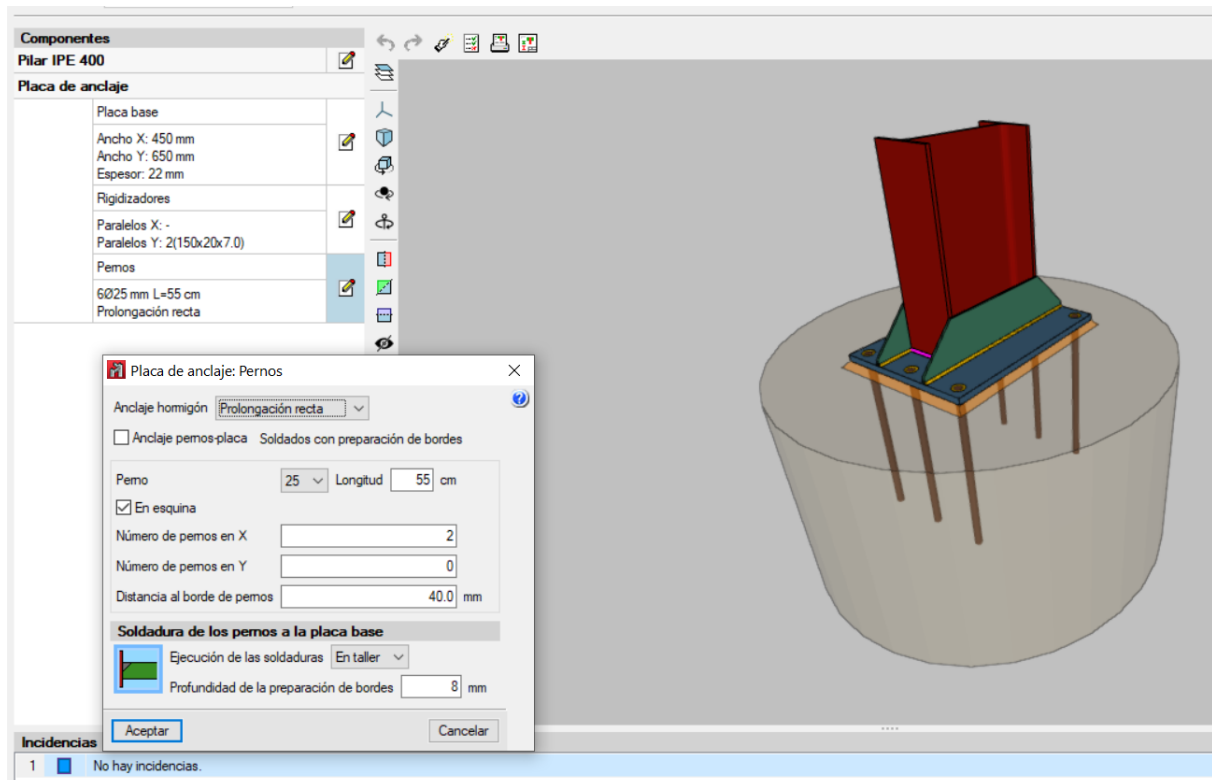


Figura 39. Diseño de placa de anclaje

4.3.2.3 Cimentación

Una vez dimensionadas las placas, se puede pasar a la zona de “Cimentación” de CYPE 3D para definir la misma.

En primer lugar, en esta pestaña aparecerán por pantalla la proyección en planta de todos los perfiles barra cuales nudos se han definido como una vinculación exterior. Aparecerán dibujadas las placas de anclaje si se hubieran definido previamente, como es este caso.

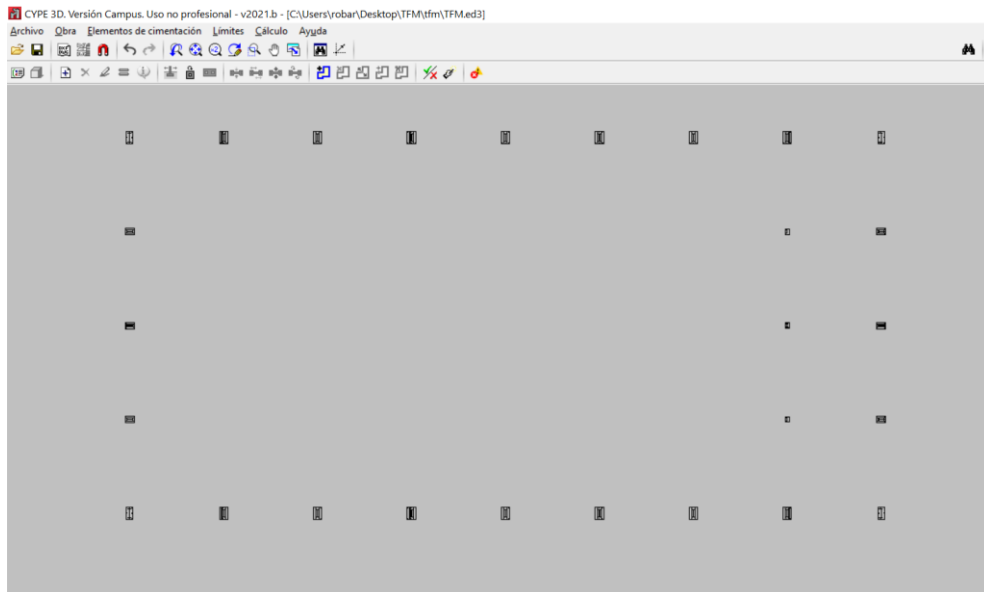


Figura 40. Proyección de las placas de anclaje con la cimentación a diseñar

Se quiere introducir zapatas y las vigas de atado de cimentación, para ello se empleará la opción “Nuevo” del menú “Elementos de cimentación”. Dentro de ella, permitirá elegir varios tipos de zapatas de hormigón armado para el caso a estudio.

Se seleccionarán zapatas rectangulares para la cimentación, para así optimizar en hormigón y en acero, según los mayores esfuerzos en las dos diferentes direcciones del espacio.

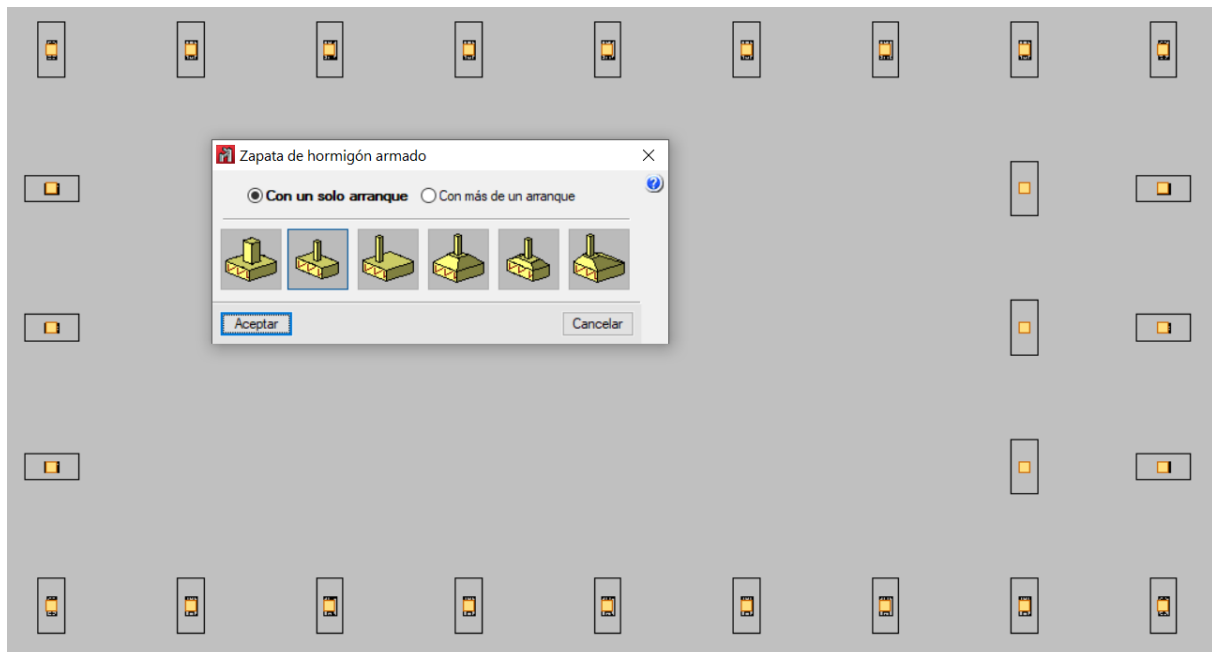


Figura 41. Situación de las zapatas de hormigón armado

Se procederá ahora a introducir vigas de atado desde la misma opción anterior, se seleccionará en vez de “Zapatas de hormigón armado”, la opción de “Vigas de atado”, y clicando en el arranque de cada zapata se irán introduciendo las vigas.

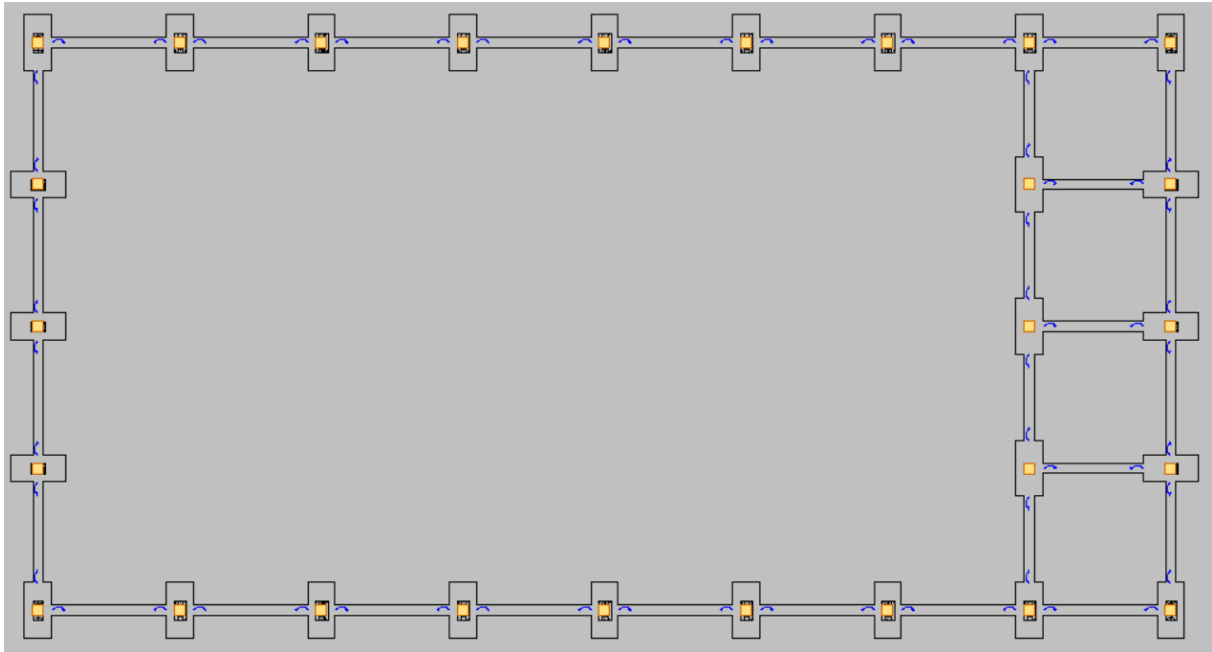


Figura 42. Cimentación estándar sin dimensionar

Una vez definida la geometría de la cimentación de la nave, debe introducir la tensión admisible del terreno y los tipos de hormigón y de acero de la cimentación, con la opción “Datos generales” del menú “Obra”. Además, se ha de introducir la existencia de una sobrecarga de compactación sobre las vigas de atado, debidas al cerramiento de las placas de hormigón que apoya sobre ellas. Los datos introducidos se muestran a continuación.

Figura 43. Datos generales cimentación

Por último, al dimensionar la cimentación para una estructura industrial, el principal problema estriba, no ya en las tensiones transmitidas al terreno, sino en el peso del elemento en sí; ya que, debido a la succión a la que se ven sometidas las naves durante la acción del viento y al soportar unas cargas que descienden por los pilares relativamente pequeñas, puede producirse el despegue de la zapata, lo que da como resultado del dimensionamiento unas zapatas muy grandes. Debido a esto es preferible, en este tipo de cimentaciones, partir con unas dimensiones iniciales del canto grandes.

Para ello, se seleccionará en la opción “Zapatas aisladas” un valor de 50 cm para el canto mínimo de las zapatas que dan al exterior, para evitar que sucediese este efecto.

Ahora que ya se ha situado que elementos de cimentación requerimos, el siguiente paso es dimensionarlo. Como se ha desarrollado con los elementos barra y las uniones, el *Software* permitirá hacer un dimensionamiento desde el menú “Calculo” seleccionada dicha opción, para el dimensionado de la cimentación conforme al CTE-DB-SE-C.

Tras el proceso de cálculo, se dibujará todos los elementos con sus datos de dimensionamiento; además, si se mueve el cursor sobre las zapatas o las vigas se mostrará un bocadillo informativo en el que se indican los distintos datos de cálculo de la zapata, como las dimensiones, el armado, las tensiones... Esto se podrá observar en la Figura 44.

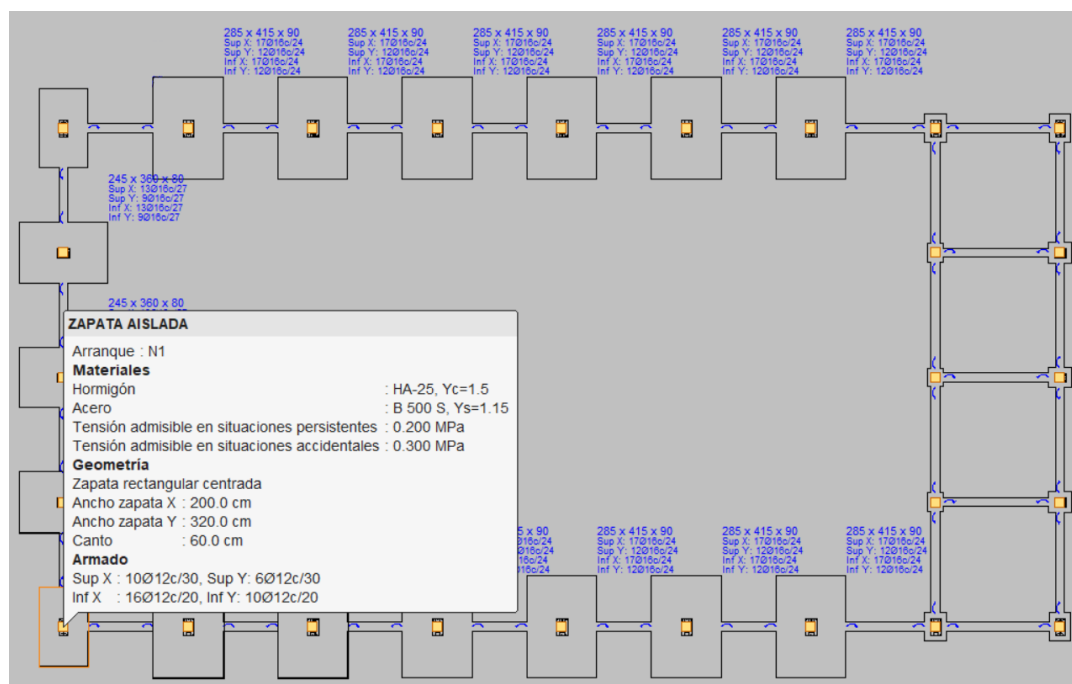


Figura 44. Cimentación dimensionada

El programa permite la edición, comprobación y dimensionamiento de cada elemento, para ello se emplea la opción “Editar” del menú “Elementos de cimentación”.

Finalmente, es recomendable igualar la cimentación para obtener un resultado homogéneo entre las zapatas, ya que de la forma que está dimensionado ahora, se ajusta cada zapata a cada pilar, cosa que no es realista en una obra.

Se empleará la opción “Igualar” de la barra de “Elementos de cimentación”. Al activarla, se seleccionará la zapata tipo, se coloreará de marrón aquella zapata seleccionada y todas las que sean iguales a ella y en color amarillo las zapatas distintas. Se pulsará sobre estas de color amarillo para igualar las que sea requeridas, siempre comprobando que cumplieran todas las comprobaciones pertinentes.

Se igualarán de cara a la seguridad, seleccionando como referencia la de mayor capacidad para ello, por un lado, las zapatas rectangulares de los pilares de los pórticos centrales, por otro lado, las zapatas cuadradas de los pilares y pilarillos de los pórticos hastiales, y finalmente, las zapatas de los pilares interiores; quedando la cimentación como se muestra en la Figura 45.

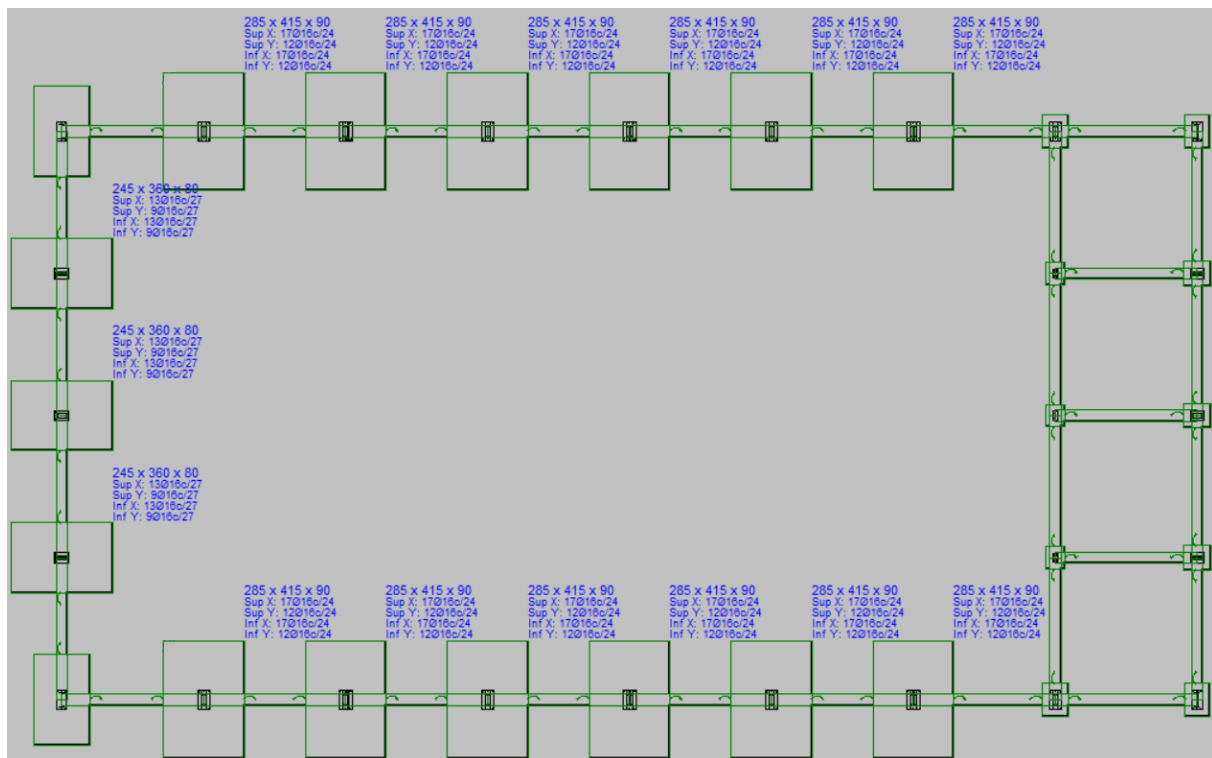


Figura 45. Cimentación dimensionada final

Se tendrán tres tipos diferentes de zapatas de hormigón armado HA-25, $Y_c=1,5$ con acero corrugado B 500, $Y_s=1,15$:

- Pilares hastiales fachada traseros: zapatas rectangulares 245x360x80
- Pilares hastiales fachada delanteros: zapatas rectangulares 85x100x80
- Pilares centrales: zapatas rectangulares 285x410x90
- Pilares interiores: zapatas rectangulares 70x80x50
- Pilares esquina: zapatas rectangulares 200x320x60

Con todo esto, quedaría modelizada la estructura completa a falta de las comprobaciones respecto de la norma CTE-DB-SE de los elementos estructurales, tales como elementos barras, uniones y cimentación, los cuales se verán en capítulos posteriores.

Capítulo 5. Estados límite

5.1 Introducción al cálculo

Se va a desarrollar las comprobaciones de los distintos elementos estructurales que conforman la nave industrial ya dimensionada. Como se ha comentado previamente, los diferentes elementos barran se agruparon con el fin de homogenizar el dimensionado de los perfiles.

Por esto último, dentro de un grupo estructural alguna de las barras estará más solicitadas que otras, de manera que las comprobaciones se realizarán al elemento estructural más desfavorable.

Los diferentes elementos considerados para calcular son:

- IPE 300 para los Pilarillos Hastiales
- IPE 500 para los Pilares Esquina
- IPE 400 para los Pilares Centrales
- IPE 180 para los Pilares Interiores del Forjado
- IPE 270 para las Vigas de Atado y Cumbreira
- IPE 240 para las Vigas del Forjado
- IPE 360, Simple con Cartelas para los Dinteles
- R16 para los Tirantes

Se estudiarán los elementos estructurales de cada grupo para el cumplimiento de los ELU de resistencia e inestabilidad, y los ELS de desplazamiento.

En primer lugar, para conocer que elemento es el más solicitado para cada uno de los grupos se va a utilizar una herramienta que posee CYPE 3D, con el cual se podrá comprobar el aprovechamiento de cada barra. Con la opción “Esfuerzos” del menú “Cálculo”, el programa da la opción de mostrar el aprovechamiento de todas las barras a modo de mapa de color, por lo que es fácilmente reconocible cuales son aquellas más solicitadas en general. Esa imagen se puede observar en la siguiente figura:

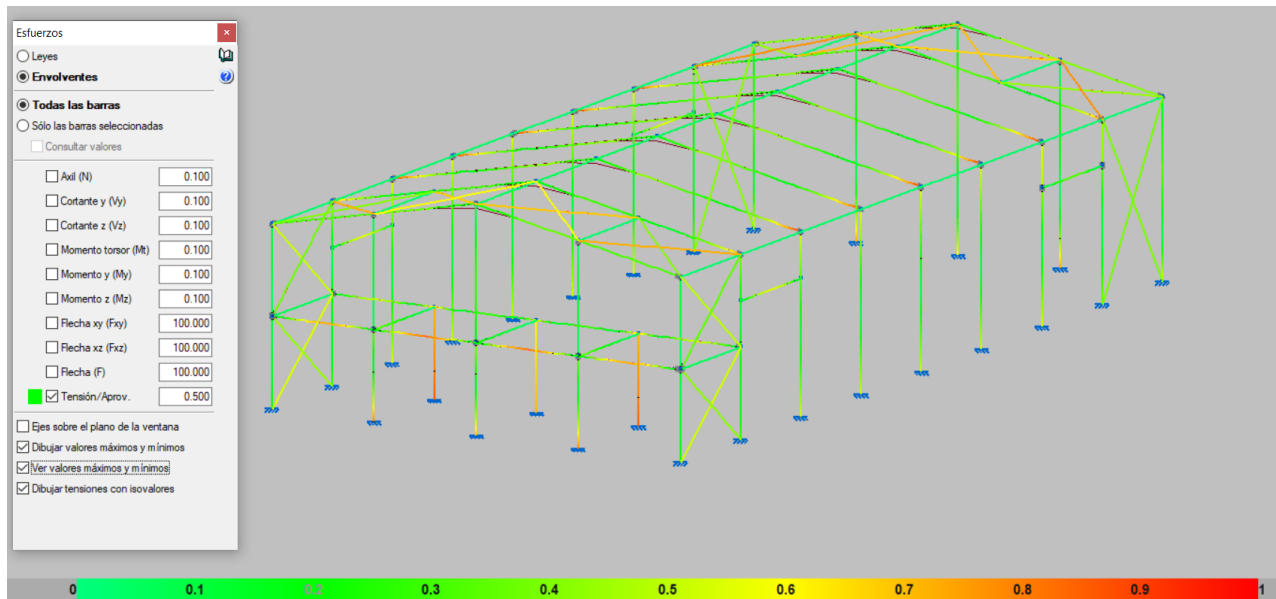


Figura 46. Aprovechamiento de las barras de la estructura

Utilizando dicha herramienta, se va a determinar cuáles son los elementos estructurales barra que se comprobarán en este capítulo. De igual forma, se conocerán los esfuerzos a los que están sometidos dichos elementos estructurales y para que combinaciones de cargas, que esfuerzos o que interacciones de esfuerzos resulta más desfavorable.

Analizadas todas las combinaciones, se van a realizar todas las comprobaciones según el CTE-DB-SE-A para ELU de resistencia e inestabilidad, como para ELS de servicio o desplazamientos. Para cada comprobación se empleará el valor o la interacción de valores de esfuerzos más desfavorables, o lo que es lo mismo, se estudiará cada comprobación de forma independiente con aquella combinación de cargas que genere el esfuerzo o interacción de esfuerzos más solicitantes para la comprobación estudiada. La clase de la sección también variará en función de la combinación de cargas utilizada para cada comprobación, pero ese dato se obtendrá de CYPE 3D ya que te lo proporciona en la opción de “Cálculo”, y al tratarse de una condición variable para cada caso a tratar.

5.1.1 Respuesta estructural

Una vez identificados los elementos estructurales más solicitados será necesario conocer cuales combinaciones de cargas que generan estos efectos más restrictivos, y con ello, conocer aquellos esfuerzos que se generan en dicho elemento.

Por poner un ejemplo, se va a comenzar a realizar los cálculos de las comprobaciones de los Estados Límite con el pilar izquierdo que hace esquina de la fachada trasera de la estructura. Antes de desarrollar sus comprobaciones se ha de conocer los efectos que se generan en el pilar.

Se puedo aprovechar la opción de que se muestre las envolventes de esfuerzos con el fin de conocer los mayores esfuerzos que soportarán los elementos estructurales.

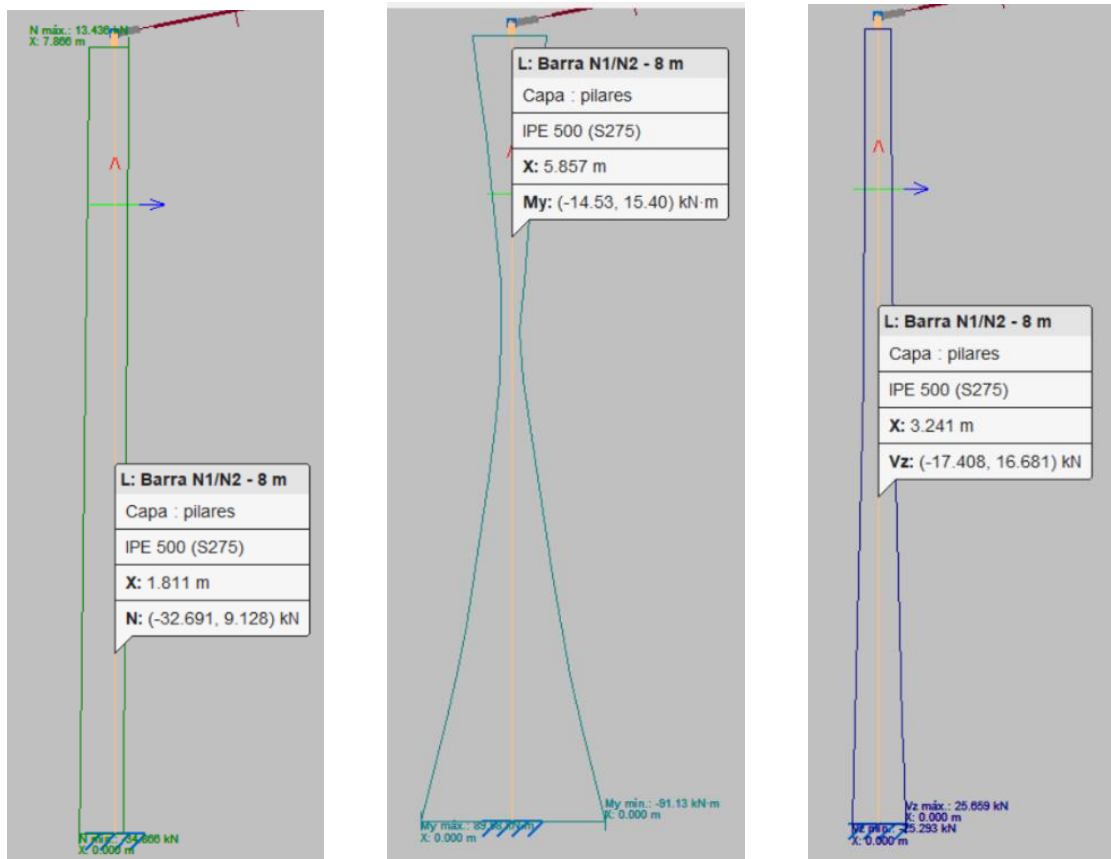


Figura 47. Envolventes de momento flector, axil y cortante para el pilar esquina IPE 500

Esta opción será la más adecuada si se quiere realizar las comprobaciones pertinentes a un solo tipo de esfuerzo, la sollicitación máxima de un esfuerzo en concreto.

Si se quisieran conocer la interacción más sollicitante entre diferentes tipos de esfuerzos, que puedan llegar a causar el fallo de la resistencia o estabilidad de la estructura, se ha de trabajar con las leyes de esfuerzos para una combinación de cargas existente.

En el caso de este pilar esquina, una de las combinaciones de cargas que genera una interacción de esfuerzos más problemáticas es: $1,35PP+1,05B_{\text{Forjado}}+1,5V(0^\circ)H3+0,75N(R)2$. Para dicha combinación de cargas, los diagramas de esfuerzos son los siguientes:

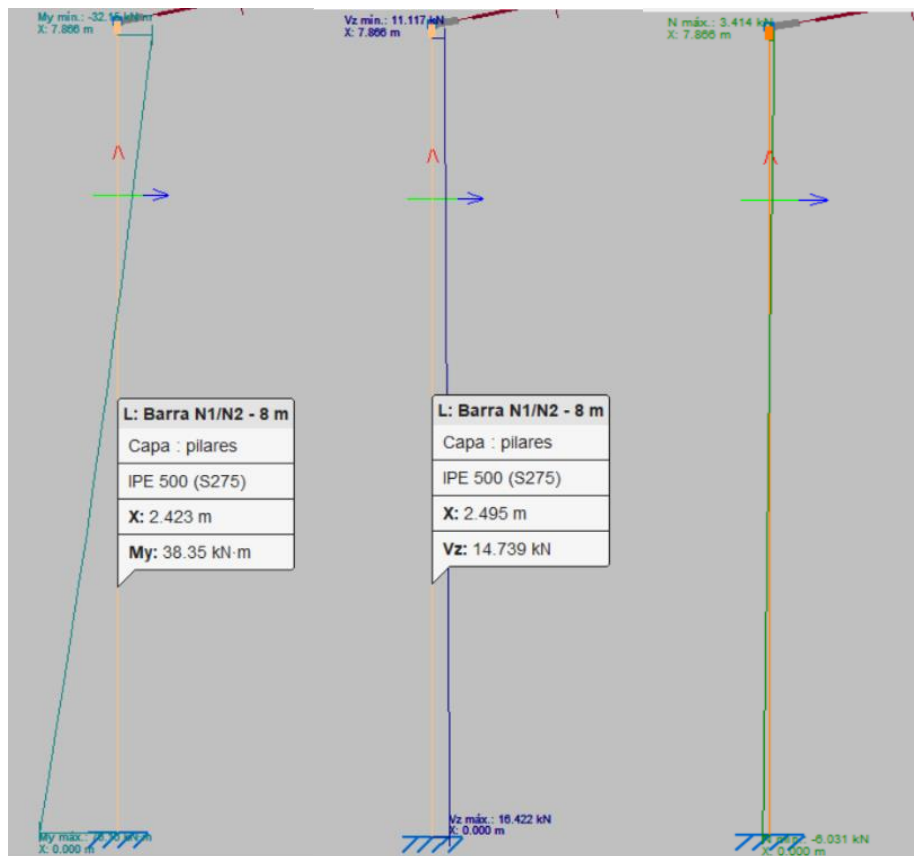


Figura 48. Diagramas de momentos para la combinación $1,35PP+1,05B_{Forjado}+1,5V(0^{\circ})H3+0,75N(R)2$ del pilar esquina IPE 500

Trabajando de la misma forma, se puede observar el desplazamiento horizontal máximo, en ambas direcciones del espacio para cada una de las combinaciones de cargas existentes. Para el caso de los desplazamientos, será más interesante conocer el máximo de estos, que sería el más restrictivo en el estudio del ELS.

El desplazamiento horizontal para dicho elemento estructural es el siguiente:

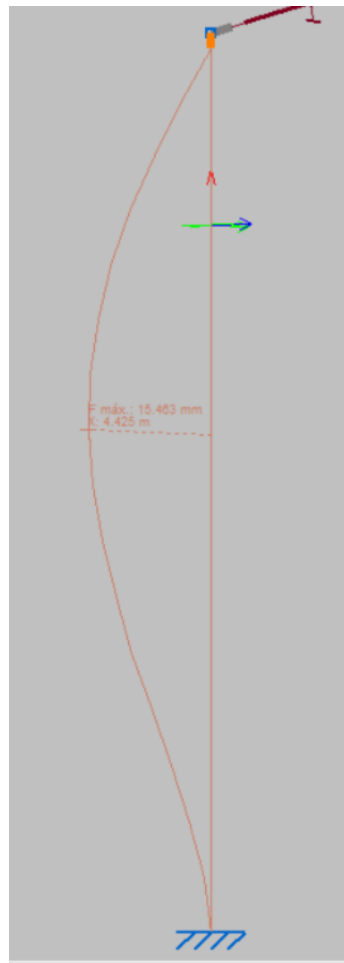


Figura 49. Flecha máxima para el pilar esquina IPE 500

5.2 Pilares esquina. IPE 500

Las características de esta barra son las siguientes:

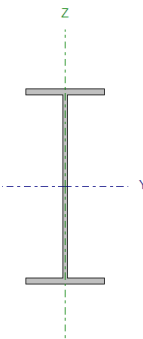
Perfil: IPE 500 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N1	N2	8.000	115.50	48200.00	2142.00	89.10
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
	Plano XY		Plano XZ	Ala sup.		Ala inf.	
β	0.00		1.20	0.00		0.00	
L _k	0.000		9.600	0.000		0.000	
C _m	1.000		1.000	1.000		1.000	
C ₁	-			1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico							

Figura 50. Características IPE 500 Pilar esquina

➤ ELU Resistencia

- Resistencia a tracción (CTE-DB-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce a una distancia de 7,865m del empotramiento, para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(0°)H1.

La axil de tracción solicitante de cálculo pésimo es $N_{t,Ed} = 13,44 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$N_{r,Ed} = A \cdot f_{yd} = (115,5 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 3025 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{13,44}{3025} = 0,004 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a tracción

- Resistencia a compresión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado+1,5V(270°)H2+0,75N(EI)

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 34,87 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$, para una sección de clase 4, viene dado por:

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_{yd} = (108,6 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 2845,3 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{34,87}{2845,3} = 0,012 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a compresión

- Resistencia a flexión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,05B_Forjado+1,5V(0°)H4+0,75N(R)2

El momento flector en el eje y de cálculo pésimo es $M_{y,Ed} = -91,13 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(90°)H2

El momento flector en el eje z de cálculo pésimo es $M_{z,Ed} = -39,13 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{ci,Rd} = W_{pl,i} \cdot f_{yd}$$

$$M_{cy,Rd} = (2194 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 574,62 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cz,Rd} = (336 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} = \frac{91,13}{574,62} = 0,159 \leq 1$$

$$\eta = \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} = \frac{39,13}{88} = 0,445 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión

- Resistencia a cortante (CTE-DB-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado+1,5V(0°)H3+0,75N(EI)

El esfuerzo cortante solicitante en el eje y de cálculo pésimo es $V_{y,Ed} = 24,09 \text{ KN}$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(0°)H4+0,75N(R)2

El esfuerzo cortante solicitante en el eje z de cálculo pésimo es $V_{z,Ed} = 25,66 \text{ KN}$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$V_{ci,Rd} = A_{V,i} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Donde $A_{V,i}$, el área transversal a cortante varía si se trabaja en el plano del eje y o z

$$A_{V,y} = A - d \cdot t_w$$

$$A_{V,z} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Según prontuarios, respecto al IPE500 [16]:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.	A: 115,5 cm ²
b: Ancho de la sección.	b: 200 mm
t _f : Espesor del ala.	t _f : 16 mm
t _w : Espesor del alma.	t _w : 10,2 mm
r: Radio de acuerdo entre ala y alma.	r: 21 mm
d: Altura del alma.	d: 468mm

Con ello, se podrá obtener los valores del área transversal:

$$A_{V,y} = 115,5 - 46,8 \cdot 1,02 = 67,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{V,z} = 115,5 - 2 \cdot 20 \cdot 1,6 + (1,02 + 2 \cdot 2,1) \cdot 1,6 = 59,85 \text{ cm}^2$$

Una vez conocido este valor, se tienen todos los datos para calcular el esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$

$$V_{cy,Rd} = (67,76 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 1024,66 \text{ KN}$$

$$V_{cz,Rd} = (59,85 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 905,03 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{V_{y,Ed}}{V_{cy,Rd}} = \frac{24,09}{1024,66} = 0,024 \leq 1$$

$$\eta = \frac{V_{z,Ed}}{V_{cz,Rd}} = \frac{25,66}{905,03} = 0,028 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a cortante.

- Resistencia a torsión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 0,8PP + 1,5V(0°)H1

El momento torsor solicitante de cálculo pésimo es $M_{t,Ed} = 0,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$

La resistencia de cálculo a tracción $M_{t,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{t,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot (55,69 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 8,42 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{0,04}{8,42} = 0,005 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a torsión

- Resistencia a momento flector y fuerza cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{y,Ed} \leq \frac{V_{cy,Rd}}{2} \quad 24,09 \text{ KN} \leq \frac{1024,66 \text{ KN}}{2} = 512,33 \text{ KN}$$

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 25,66 \text{ KN} \leq \frac{905,03 \text{ KN}}{2} = 452,51 \text{ KN}$$

- Resistencia a flexión y axil combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado +1,5V(0°)H3+0,75N(R)2

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 6,03 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 76,16 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 39,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$

La resistencia de cálculo para una sección de clase 1, ya se calcularon previamente, ya que son independientes de las cargas; unicamente viene afectado por la geometría del perfil.

$$N_{pl,Rd} = 3025 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 574,62 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} = 88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{6,03}{3025} + \frac{76,16}{574,62} + \frac{39,12}{88} = 0,579 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión y axil combinado

- Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 25,66 \text{ KN} \leq \frac{905,03 \text{ KN}}{2} = 452,51 \text{ KN}$$

➤ ELU de Inestabilidad

- Limitación de la esbeltez (CTE-DB-SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1)

La esbeltez reducida λ de las barras comprimidas, para secciones de clase 4, debe ser inferior a 2:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

Donde N_{cr} es el axil crítico de pandeo elástico, se obtiene como el menor de los siguientes valores:

- Axil crítico de pandeo por flexión respecto al eje y

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

- Axil crítico de pandeo por flexión respecto al eje z

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

- Axil crítico de pandeo por torsión

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde, según prontuarios de tablas de perfiles:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.	I_y : 48200 cm^4
I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.	I_z : 2142 cm^4
I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	I_t : 89,10 cm^4
I_w : Constante de alabeo de la sección.	I_w : 1249000 cm^6
E: Módulo de elasticidad.	E: 210000 MPa
G: Módulo de elasticidad transversal.	G: 81000 MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : 9,6 m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : 0 m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : 0 m

Por otro lado, i_0 es el giro polar de la sección bruta respecto al centro de torsión:

$$i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2}$$

Siendo,

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y: 20,43 \text{ cm}$$

$$i_z: 4,31 \text{ cm}$$

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

El centro de gravedad y el centro de torsión y de esfuerzos en un perfil simétrico como este son coincidentes, por lo que el valor de las coordenadas relativas al centro de gravedad es 0,0.

$$i_0 = \sqrt{20,43^2 + 4,31^2} = 20,88 \text{ cm}$$

Sustituyendo en las expresiones de los axiles críticos se obtendrá:

$$N_{cr,y} = 10839,86 \text{ KN}$$

$$N_{cr,z} \rightarrow \infty$$

$$N_{cr,T} \rightarrow \infty$$

Con ello, se puede obtener la esbeltez reducida:

$$\lambda = \sqrt{\frac{(108,64 \cdot 10^{-4}) \cdot 275000}{10839,86}} = 0,52 < 2$$

Por lo que cumpliría la limitación de esbeltez

- Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Basado en Eurocódigo 3)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

h_w : 468 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 10,2 mm

A_w : Área del alma.

A_w : 47,74 cm²

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$A_{fc,ef}$: 32 cm²

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

k : 0,3

E: Módulo de elasticidad.

E: 210000 MPa

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

f_{yf} : 275 MPa

Por lo que, resultaría:

$$\frac{468}{10,2} \leq 0,3 \cdot \frac{210000 \cdot 10^3}{275000} \cdot \sqrt{\frac{47,74 \cdot 10^{-4}}{32 \cdot 10^{-4}}} \quad 45,88 \leq 279,82$$

- Abolladura por cortante del alma (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aun no disponer de rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\lambda_w < \lambda_{max}$$

Siendo λ_w , la esbeltez del alma

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w} = \frac{468}{10,2} = 45,88$$

Y λ_{max} , la esbeltez máxima, el cual se obtiene en función de un factor de reducción ε ; valor que se calcula como la raíz del cociente entre el límite elástico de referencia y el límite elástico del material empleado.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_{max} = 70 \cdot \varepsilon = 70 \cdot 0,92 = 64,4$$

$$\lambda_w < \lambda_{max} \quad 45,9 < 64,4$$

- Resistencia a pandeo por compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.2)

Se deberá satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado+1,5V(270°)H2+0,75N(EI)

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 34,87 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida, para una sección de clase 4, viene dado por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yd}$$

El coeficiente de reducción por pandeo se obtiene como:

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

Siendo,

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

El valor de α , coeficiente de imperfección elástica, se obtiene de la tabla 6.2 del artículo mencionado. El extracto de la tabla que se empleará para el perfil IPE se muestra en la siguiente figura:

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

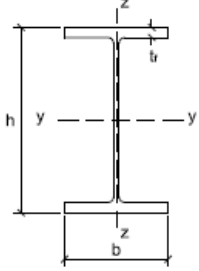
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450		
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z	
	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a_0	a_0	
			$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a	
			$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c
Curva de pandeo			a	b	c	d	
Coeficiente (α) de imperfección			0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 51. Coeficientes de imperfección según tipo de sección [6]

Para un perfil laminado IPE 500, se obtiene que $\alpha_y = 0,21$. Además, la esbeltez reducida ya se calculó previamente, por lo que se podrá obtener:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,52 - 0,2) + 0,52^2] = 0,67$$

Con ello, se puede obtener el coeficiente de reducción por pandeo:

$$\chi = \frac{1}{0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,52^2}} = 0,92$$

La resistencia de cálculo a pandeo en una barra comprimida $N_{b,Rd}$, finalmente se obtendrá:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yd} = 0,92 \cdot (108,64 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 2617,7 \text{ KN}$$

Se cumple, que

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{34,87}{2617,7} = 0,013 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por compresión.

- Resistencia a pandeo lateral (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede esta comprobación, dado que como se ha visto, las longitudes de pandeo lateral son nulas, al encontrarse el pilar embebido entre dos muretes de hormigón.

- Resistencia a pandeo por flexo-compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2)

Se ha de comprobar la resistencia en ambos planos de trabajo, ya que el pilar esquina tiene gran influencia de esfuerzos en ellos.

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} + K_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,y}} + \alpha_z \cdot K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \alpha_y \cdot K_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

La resistencia de cálculo ya se calculó previamente, ya que son independientes de las cargas.

$$N_{pl,Rd} = 3025 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 574,62 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} = 88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado +1,5V(0°)H3+0,75N(R)2

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 6,03 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 76,16 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 39,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Se han de calcular los coeficientes de interacción, K_y, K_z

$$K_y = 1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}}$$

$$K_z = 1 + (2 \cdot \lambda_z - 0,6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}}$$

Los valores de los coeficientes de reducción por pandeo se obtienen de igual forma que en el caso anterior. Sus valores son:

$$\chi_y = 0,91 \quad \chi_z = 1$$

Obtenidos a partir de las esbelteces reducidas para los ejes Y y Z, que también ya es conocido como calcularlo:

$$\lambda_y = 0,54 \quad \lambda_z = 0$$

Por ello, los valores de los coeficientes de interacción son:

$$K_y = 1 + (0,54 - 0,2) \cdot \frac{6,03}{0,91 \cdot 3025} = 1$$

$$K_z = 1 + (2 \cdot 0 - 0,6) \cdot \frac{6,03}{1 \cdot 3025} = 1$$

Por otro lado, el valor del coeficiente de reducción por pandeo lateral, χ_{Lt} en este caso será igual a la unidad, ya que se ha demostrado que no hay influencia de pandeo lateral sobre este elemento estructural por estar embebido entre el murete de hormigón.

Los factores dependientes de la clase de la sección, α se podrán obtener en el artículo que trata esta comprobación (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2). Para el caso de una sección de clase 1:

$$\alpha_y = 0,6 \quad \alpha_z = 0,6$$

Con todo ello, las comprobaciones son las siguientes:

$$\eta = \frac{6,03}{0,91 \cdot 3025} + 1 \cdot \frac{76,16}{574,62} + 0,6 \cdot 1 \cdot \frac{39,12}{88} = 0,402 \leq 1$$

$$\eta = \frac{6,03}{1 \cdot 3025} + 0,6 \cdot 1 \cdot \frac{76,16}{574,62} + 1 \cdot \frac{39,12}{88} = 0,526 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por flexo-compresión.

➤ ELS de desplazamientos

Como se ha visto, para elementos verticales, se deberá presentar estabilidad global suficiente para cualquier combinación de acciones, si el desplome es menor que:

- 1/500 para desplome total: altura máxima de la construcción
- 1/250 para desplome local: altura de una planta genérica

En este caso, como el pilar estudiado no divide la estructura en diferentes plantas, se considera la primera de las hipótesis.

El valor máximo del desplazamiento se obtiene directamente de las deformadas que CYPE 3D proporciona respecto a todas las direcciones del espacio. El desplazamiento máximo se da para un valor de 15,463 mm.

Por ello, la comprobación es la siguiente

$$F_{max} < \frac{L}{500} \quad 0,01546 \text{ m} < \frac{8\text{m}}{500} = 0,016\text{m}$$

Por lo que cumpliría el criterio de desplazamiento.

5.3 Pilarillo hastial. IPE 300

Las características de la barra son las siguientes:

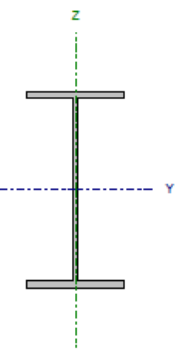
Perfil: IPE 300 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
		N46	N58	4.000	53.80	8356.00	604.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
				Pandeo		Pandeo lateral	
				Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
				β	1.58	0.00	0.00
				L _k	6.300	0.000	0.000
				C _m	1.000	1.000	1.000
				C _t	-	1.000	
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _t : Factor de modificación para el momento crítico							

Figura 52. Características IPE 300 pilarillo

➤ ELU Resistencia

- Resistencia a tracción (CTE-DB-A, Artículo 6.2.3)

No procede, ya que no existe ninguna combinación de cargas que genere un axil a tracción sobre la barra.

- Resistencia a compresión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5B_Forjado+0,9V(180°)H4+0,75N(R)1

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 150,28 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$, para una sección de clase 2, viene dado por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = (53,8 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 1409,05 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{150,28}{1409,05} = 0,107 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a compresión

- Resistencia a flexión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5V(180°)H3+0,75N(EI)

El momento flector en el eje y de cálculo pésimo es $M_{y,Ed} = -107,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(0°)H3+0,75N(R)2

El momento flector en el eje z de cálculo pésimo es $M_{z,Ed} = 1,2 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{ci,Rd} = W_{pl,i} \cdot f_{yd}$$

$$M_{cy,Rd} = (628 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 164,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cz,Rd} = (125 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 32,74 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} = \frac{107,04}{164,48} = 0,651 \leq 1$$

$$\eta = \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} = \frac{1,2}{32,74} = 0,037 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión

- Resistencia a cortante (CTE-DB-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(180°)H4+0,75N(R)1

El esfuerzo cortante solicitante en el eje y de cálculo pésimo es $V_{y,Ed} = 0,34 \text{ KN}$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado+1,5V(180°)H3+0,75N(EI)

El esfuerzo cortante solicitante en el eje z de cálculo pésimo es $V_{z,Ed} = 52,37 \text{ KN}$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$V_{ci,Rd} = A_{V,i} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Donde $A_{V,i}$, el área transversal a cortante varía si se trabaja en el plano del eje y o z

$$A_{V,y} = A - d \cdot t_w$$

$$A_{V,z} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Según prontuarios, respecto al IPE500 [16]:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.	A: 53,8 cm ²
b: Ancho de la sección.	b: 150 mm
t _f : Espesor del ala.	t _f : 10,7 mm
t _w : Espesor del alma.	t _w : 7,1 mm
r: Radio de acuerdo entre ala y alma.	r: 15 mm
d: Altura del alma.	d: 278,6 mm

Con ello, se podrá obtener los valores del área transversal:

$$A_{V,y} = 53,8 - 27,86 \cdot 0,71 = 34,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{V,z} = 53,8 - 2 \cdot 15 \cdot 1,07 + (0,71 + 2 \cdot 1,5) \cdot 1,07 = 25,67 \text{ cm}^2$$

Una vez conocido este valor, se tienen todos los datos para calcular el esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$

$$V_{cy,Rd} = (34,02 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 514,41 \text{ KN}$$

$$V_{cz,Rd} = (25,67 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 388,15 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{V_{y,Ed}}{V_{cy,Rd}} = \frac{0,34}{514,41} = 0,001 \leq 1$$

$$\eta = \frac{V_{z,Ed}}{V_{cz,Rd}} = \frac{52,37}{388,15} = 0,135 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a cortante.

- Resistencia a torsión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no existe momento torsor para ninguna combinación.

- Resistencia a momento flector y fuerza cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{y,Ed} \leq \frac{V_{cy,Rd}}{2} \quad 0,34 \text{ KN} \leq \frac{514,41 \text{ KN}}{2} = 257,21 \text{ KN}$$

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 52,37 \text{ KN} \leq \frac{388,15 \text{ KN}}{2} = 194,08 \text{ KN}$$

- Resistencia a flexión y axil combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado +1,5V(180°)H3+0,75N(R)1

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 141,42 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 106,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 1,19 \text{ KN} \cdot \text{m}$

La resistencia de cálculo para una sección de clase 1, ya se calcularon previamente, ya que son independientes de las cargas; unicamente viene afectado por la geometría del perfil.

$$N_{pl,Rd} = 1409,5 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 164,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} = 32,74 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{141,42}{1409,5} + \frac{106,97}{164,48} + \frac{1,19}{32,74} = 0,787 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión y axil combinado

- Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 52,37 \text{ KN} \leq \frac{388,15 \text{ KN}}{2} = 194,08 \text{ KN}$$

➤ ELU de Inestabilidad

- Limitación de la esbeltez (CTE-DB-SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1)

La esbeltez reducida λ de las barras comprimidas, para secciones de clase 2, debe ser inferior a 2:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

Donde N_{cr} es el axil crítico de pandeo elástico, se obtiene como el menor de los siguientes valores:

- Axil crítico de pandeo por flexión respecto al eje y

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

- Axil crítico de pandeo por flexión respecto al eje z

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

- Axil crítico de pandeo por torsión

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde, según prontuarios de tablas de perfiles:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.	$I_y: 8356 \text{ cm}^4$
I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.	$I_z: 604 \text{ cm}^4$
I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	$I_t: 19,92 \text{ cm}^4$
I_w : Constante de alabeo de la sección.	$I_w: 1260000 \text{ cm}^6$
E: Módulo de elasticidad.	E: 210000 MPa
G: Módulo de elasticidad transversal.	G: 81000 MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	$L_{ky}: 6,3 \text{ m}$
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	$L_{kz}: 0 \text{ m}$
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	$L_{kt}: 0 \text{ m}$

Por otro lado, i_0 es el giro polar de la sección bruta respecto al centro de torsión:

$$i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2}$$

Siendo,

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y: 12,46 \text{ cm}$$

$$i_z: 3,35 \text{ cm}$$

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

El centro de gravedad y el centro de torsión y de esfuerzos en un perfil simétrico como este son coincidentes, por lo que el valor de las coordenadas relativas al centro de gravedad es 0,0.

$$i_0 = \sqrt{20,43^2 + 4,31^2} = 12,91 \text{ cm}$$

Sustituyendo en las expresiones de los axiles críticos se obtendrá:

$$N_{cr,y} = 4363,51 \text{ KN}$$

$$N_{cr,z} \rightarrow \infty$$

$$N_{cr,T} \rightarrow \infty$$

Con ello, se puede obtener la esbeltez reducida:

$$\lambda = \sqrt{\frac{(53,8 \cdot 10^{-4}) \cdot 275000}{4363,51}} = 0,58 < 2$$

Por lo que cumpliría la limitación de esbeltez

- Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Basado en Eurocódigo 3)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

Donde:

h_w : Altura del alma.	h_w : 278,6 mm
t_w : Espesor del alma.	t_w : 7,1 mm
A_w : Área del alma.	A_w : 19,78 cm ²
$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.	$A_{fc,ef}$: 16,05 cm ²
k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.	k : 0,3
E : Módulo de elasticidad.	E : 210000 MPa
f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.	f_{yf} : 275 MPa

Por lo que, resultaría:

$$\frac{278,6}{7,1} \leq 0,3 \cdot \frac{210000}{275} \cdot \sqrt{\frac{19,78}{16,05}} \quad 39,24 \leq 254,32$$

- Abolladura por cortante del alma (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aun no disponer de rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\lambda_w < \lambda_{max}$$

Siendo λ_w , la esbeltez del alma

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w} = \frac{278,6}{7,1} = 39,24$$

Y λ_{max} , la esbeltez máxima, el cual se obtiene en función de un factor de reducción ε ; valor que se calcula como la raíz del cociente entre el límite elástico de referencia y el límite elástico del material empleado.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_{max} = 70 \cdot \varepsilon = 70 \cdot 0,92 = 64,4$$

$$\lambda_w < \lambda_{max} \quad 39,24 < 64,4$$

- Resistencia a pandeo por compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.2)

Se deberá satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5B_Forjado+0,9V(180°)H4+0,75N(R)1

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 150,28 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida, para una sección de clase 2, viene dado por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

El coeficiente de reducción por pandeo se obtiene como:

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

Siendo,

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

El valor de α , coeficiente de imperfección elástica, se obtiene de la tabla 6.2 del artículo mencionado

Para un perfil laminado IPE 300, se obtiene que $\alpha_y = 0,21$. Además, la esbeltez reducida ya se calculó previamente, por lo que se podrá obtener:

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,58 - 0,2) + 0,58^2] = 0,71$$

Con ello, se puede obtener el coeficiente de reducción por pandeo:

$$\chi = \frac{1}{0,71 + \sqrt{0,71^2 - 0,58^2}} = 0,9$$

La resistencia de cálculo a pandeo en una barra comprimida $N_{b,Rd}$, finalmente se obtendrá:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,9 \cdot (53,8 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 1268,14 \text{ KN}$$

Se cumple, que

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{150,28}{1268,14} = 0,119 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por compresión.

- Resistencia a pandeo lateral (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede esta comprobación, dado que como se ha visto, las longitudes de pandeo lateral son nulas, al encontrarse el pilar embebido entre dos muretes de hormigón.

- Resistencia a pandeo por flexo-compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2)

Se ha de comprobar la resistencia en ambos planos de trabajo, ya que el pilar esquina tiene gran influencia de esfuerzos en ellos.

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} + K_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,y}} + \alpha_z \cdot K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \alpha_y \cdot K_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

La resistencia de cálculo ya se calculó previamente, ya que son independientes de las cargas.

$$N_{pl,Rd} = 1409,05 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 164,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} = 1,19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado +1,5V(180°)H3+0,75N(R)1

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 141,42 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 106,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 1,19 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Se han de calcular los coeficientes de interacción, K_y, K_z

Los valores de los coeficientes de reducción por pandeo se obtienen de igual forma que en el caso anterior. Sus valores son:

$$\chi_y = 0,9 \quad \chi_z = 1$$

Obtenidos a partir de las esbelteces reducidas para los ejes Y y Z, que también ya es conocido como calcularlo:

$$\lambda_y = 0,58 \quad \lambda_z = 0$$

Por ello, los valores de los coeficientes de interacción son:

$$K_y = 1 + (0,58 - 0,2) \cdot \frac{141,42}{0,9 \cdot 1409,05} = 1,04$$

$$K_z = 1 + (2 \cdot 0 - 0,6) \cdot \frac{141,42}{1 \cdot 1409,05} = 1$$

Por otro lado, el valor del coeficiente de reducción por pandeo lateral, χ_{Lt} en este caso será igual a la unidad, ya que se ha demostrado que no hay influencia de pandeo lateral sobre este elemento estructural por estar embebido entre el murete de hormigón.

Los factores dependientes de la clase de la sección, α se podrán obtener en el artículo que trata esta comprobación (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2). Para el caso de una sección de clase 1:

$$\alpha_y = 0,6 \quad \alpha_z = 0,6$$

Con todo ello, las comprobaciones son las siguientes:

$$\eta = \frac{141,42}{0,9 \cdot 1409,05} + 1,04 \cdot \frac{106,97}{164,48} + 0,6 \cdot 1 \cdot \frac{1,19}{32,74} = 0,812 \leq 1$$

$$\eta = \frac{141,42}{1 \cdot 1409,05} + 0,6 \cdot 1,04 \cdot \frac{106,97}{164,48} + 1 \cdot \frac{1,19}{32,74} = 0,544 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por flexo-compresión.

➤ ELS de desplazamientos

Como se ha visto, para elementos verticales, se deberá presentar estabilidad global suficiente para cualquier combinación de acciones, si el desplome es menor que:

- 1/500 para desplome total: altura máxima de la construcción
- 1/250 para desplome local: altura de una planta genérica

En este caso, como el pilar estudiado no divide la estructura en diferentes plantas, se considera la primera de las hipótesis.

El valor máximo del desplazamiento se obtiene directamente de las deformadas que CYPE 3D proporciona respecto a todas las direcciones del espacio. El desplazamiento máximo se da para un valor de 2,872 mm.

Por ello, la comprobación es la siguiente

$$F_{max} < \frac{L}{500} \quad 0,00287 \text{ m} < \frac{9m}{500} = 0,018m$$

Por lo que cumpliría el criterio de desplazamiento.

5.4 Pilar interior. IPE 180

Las características de la barra son las siguientes:

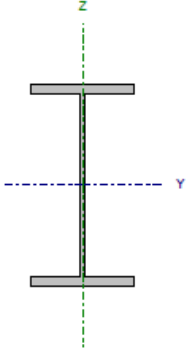
Perfil: IPE 180 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N65	N66	4.000	23.90	1317.00	101.00	4.73
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral			
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
	β	0.70	0.70	0.00	0.00		
	L _x	2.800	2.800	0.000	0.000		
	C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
	C _t	-		1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _x : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _t : Factor de modificación para el momento crítico							

Figura 53. Características IPE 180 pilar interior

➤ ELU Resistencia

- Resistencia a tracción (CTE-DB-A, Artículo 6.2.3)

No procede, ya que no existe ninguna combinación de cargas que genere un axil a tracción sobre la barra.

- Resistencia a compresión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5B_Forjado+0,9V(270°)H2

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 142,51 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = (23,9 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 625,95 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{142,51}{625,95} = 0,228 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a compresión

- Resistencia a flexión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5V(180°)H4+0,75N(R)1

El momento flector en el eje y de cálculo pésimo es $M_{y,Ed} = -2,9 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(0°)H3+0,75N(EI)

El momento flector en el eje z de cálculo pésimo es $M_{z,Ed} = 0,91 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{ci,Rd} = W_{pl,i} \cdot f_{yd}$$

$$M_{cy,Rd} = (166 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 43,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cz,Rd} = (34,6 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 9,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} = \frac{2,9}{43,48} = 0,067 \leq 1$$

$$\eta = \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} = \frac{0,91}{9,06} = 0,1 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión

- Resistencia a cortante (CTE-DB-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(0°)H3

El esfuerzo cortante solicitante en el eje y de cálculo pésimo es $V_{y,Ed} = 0,23 \text{ KN}$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5V(180°)H4+0,75N(R)1

El esfuerzo cortante solicitante en el eje z de cálculo pésimo es $V_{z,Ed} = 0,73 \text{ KN}$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$V_{ci,Rd} = A_{V,i} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Se debe obtener $A_{V,i}$, el área transversal a cortante varía si se trabaja en el plano del eje y o z

Según prontuarios, respecto al IPE500 [16]:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.	A: 23,9 cm ²
b: Ancho de la sección.	b: 91 mm
t _f : Espesor del ala.	t _f : 8 mm
t _w : Espesor del alma.	t _w : 5,3 mm
r: Radio de acuerdo entre ala y alma.	r: 9 mm
d: Altura del alma.	d: 164 mm

Con ello, se podrá obtener los valores del área transversal:

$$A_{V,y} = 23,9 - 16,4 \cdot 0,53 = 15,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{V,z} = 23,9 - 2 \cdot 9,1 \cdot 0,8 + (0,53 + 2 \cdot 0,9) \cdot 0,8 = 11,2 \text{ cm}^2$$

Una vez conocido este valor, se tienen todos los datos para calcular el esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$

$$V_{cy,Rd} = (15,21 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 229,96 \text{ KN}$$

$$V_{cz,Rd} = (11,2 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 169,42 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{V_{y,Ed}}{V_{cy,Rd}} = \frac{0,23}{229,96} = 0,001 \leq 1$$

$$\eta = \frac{V_{z,Ed}}{V_{cz,Rd}} = \frac{0,73}{169,42} = 0,004 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a cortante.

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a cortante.

- Resistencia a torsión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no existe momento torsor para ninguna combinación.

- Resistencia a momento flector y fuerza cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{y,Ed} \leq \frac{V_{cy,Rd}}{2} \quad 0,23 \text{ KN} \leq \frac{229,96 \text{ KN}}{2} = 114,98 \text{ KN}$$

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 0,73 \text{ KN} \leq \frac{169,42 \text{ KN}}{2} = 84,71 \text{ KN}$$

- Resistencia a flexión y axil combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado +1,5V(270°)H2+0,75N(R)1

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 133,66 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 0,14 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 0,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$

La resistencia de cálculo para una sección de clase 1, ya se calcularon previamente, ya que son independientes de las cargas; unicamente viene afectado por la geometría del perfil.

$$N_{pl,Rd} = 625,95 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 43,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} = 9,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{133,66}{625,95} + \frac{0,14}{43,48} + \frac{0,87}{9,06} = 0,313 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión y axil combinado

- Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 0,73 \text{ KN} \leq \frac{169,42 \text{ KN}}{2} = 84,71 \text{ KN}$$

➤ ELU de Inestabilidad

- Limitación de la esbeltez (CTE-DB-SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1)

La esbeltez reducida λ de las barras comprimidas, para secciones de clase 1, debe ser inferior a 2:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

Donde N_{cr} es el axil crítico de pandeo elástico, se obtiene como el menor entre los que ya se conocen.

Donde, según prontuarios de tablas de perfiles:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.	$I_y: 1317 \text{ cm}^4$
I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.	$I_z: 101 \text{ cm}^4$
I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	$I_t: 4,73 \text{ cm}^4$
I_w : Constante de alabeo de la sección.	$I_w: 7430 \text{ cm}^6$
E: Módulo de elasticidad.	E: 210000 MPa
G: Módulo de elasticidad transversal.	G: 81000 MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	$L_{ky}: 2,8 \text{ m}$
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	$L_{kz}: 2,8 \text{ m}$
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	$L_{kt}: 0 \text{ m}$

Por otro lado, i_0 es el giro polar de la sección bruta respecto al centro de torsión:

$$i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2}$$

Siendo,

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y: 7,42 \text{ cm}$$

$$i_z: 2,06 \text{ cm}$$

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

El centro de gravedad y el centro de torsión y de esfuerzos en un perfil simétrico como este son coincidentes, por lo que el valor de las coordenadas relativas al centro de gravedad es 0,0.

$$i_0 = \sqrt{7,42^2 + 2,06^2} = 7,7 \text{ cm}$$

Sustituyendo en las expresiones de los axiles críticos se obtendrá:

$$N_{cr,y} = 3481,68 \text{ KN}$$

$$N_{cr,z} = 267,01 \text{ KN}$$

$$N_{cr,T} \rightarrow \infty$$

Con ello, se puede obtener la esbeltez reducida:

$$\lambda = \sqrt{\frac{(23,9 \cdot 10^{-4}) \cdot 275000}{267,01}} = 1,57 < 2$$

Por lo que cumpliría la limitación de esbeltez

- Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Basado en Eurocódigo 3)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

h_w : 164 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 5,3 mm

A_w : Área del alma.

A_w : 8,69 cm²

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$A_{fc,ef}$: 7,28 cm²

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

k : 0,3

E : Módulo de elasticidad.

E : 210000 MPa

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

f_{yf} : 275 MPa

Por lo que, resultaría:

$$\frac{164}{5,3} \leq 0,3 \cdot \frac{210000}{275} \cdot \sqrt{\frac{8,69}{7,28}} \quad 30,94 \leq 250,32$$

- Abolladura por cortante del alma (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aun no disponer de rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\lambda_w < \lambda_{max}$$

Siendo λ_w , la esbeltez del alma

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w} = \frac{164}{5,3} = 30,94$$

Y λ_{max} , la esbeltez máxima, el cual se obtiene en función de un factor de reducción ε ; valor que se calcula como la raíz del cociente entre el límite elástico de referencia y el límite elástico del material empleado.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_{max} = 70 \cdot \varepsilon = 70 \cdot 0,92 = 64,4$$

$$\lambda_w < \lambda_{max} \quad 30,94 < 64,4$$

- Resistencia a pandeo por compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.2)

Se deberá satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5B_Forjado+0,9V(270°)H2

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 142,51 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

El coeficiente de reducción por pandeo se obtiene como:

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

Siendo,

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

El valor de α , coeficiente de imperfección elástica, se obtiene de la tabla 6.2 del artículo mencionado

Para un perfil laminado IPE 80, se obtiene que $\alpha_y = 0,21$ $\alpha_z = 0,34$. Además, la esbeltez reducida ya se calculó previamente, por lo que se podrá obtener:

$$\phi_y = 0,62 \quad \phi_z = 1,96$$

Con ello, se puede obtener el coeficiente de reducción por pandeo:

$$\chi_y = 0,94 \quad \chi_z = 0,32$$

La resistencia de cálculo a pandeo en una barra comprimida $N_{b,Rd}$, finalmente se obtendrá:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,32 \cdot (23,9 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 199,09 \text{ KN}$$

Se cumple, que

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{142,51}{199,09} = 0,716 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por compresión.

- Resistencia a pandeo lateral (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede esta comprobación, dado que como se ha visto, las longitudes de pandeo lateral son nulas, al encontrarse el pilar embebido entre dos muretes de hormigón.

- Resistencia a pandeo por flexo-compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2)

Se ha de comprobar la resistencia en ambos planos de trabajo, ya que el pilar esquina tiene gran influencia de esfuerzos en ellos.

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} + K_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,y}} + \alpha_z \cdot K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \alpha_y \cdot K_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

La resistencia de cálculo ya se calculó previamente, ya que son independientes de las cargas.

$$N_{pl,Rd} = 625,95 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 43,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} = 9,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado +1,5V(270°)H2+0,75N(R)1

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 133,66 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 0,14 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 0,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Se han de calcular los coeficientes de interacción, K_y, K_z

Los valores de los coeficientes de reducción por pandeo se obtienen de igual forma que en el caso anterior. Sus valores son:

$$\chi_y = 0,94 \quad \chi_z = 0,32$$

Obtenidos a partir de las esbelteces reducidas para los ejes Y y Z, que también ya es conocido como calcularlo:

$$\lambda_y = 0,43 \quad \lambda_z = 1,57$$

Por ello, los valores de los coeficientes de interacción son:

$$K_y = 1 + (0,43 - 0,2) \cdot \frac{133,66}{0,94 \cdot 625,95} = 1,05$$

$$K_z = 1 + (2 \cdot 1,57 - 0,6) \cdot \frac{133,66}{0,32 \cdot 625,95} = 1,94$$

Por otro lado, el valor del coeficiente de reducción por pandeo lateral, χ_{Lt} en este caso será igual a la unidad, ya que se ha demostrado que no hay influencia de pandeo lateral sobre este elemento estructural por estar embebido entre el murete de hormigón.

Los factores dependientes de la clase de la sección, α se podrán obtener en el artículo que trata esta comprobación (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2). Para el caso de una sección de clase 1:

$$\alpha_y = 0,6 \quad \alpha_z = 0,6$$

Con todo ello, las comprobaciones son las siguientes:

$$\eta = \frac{133,66}{0,94 \cdot 625,95} + 1,05 \cdot \frac{0,14}{43,48} + 0,6 \cdot 1,94 \cdot \frac{0,87}{9,06} = 0,342 \leq 1$$

$$\eta = \frac{133,66}{0,32 \cdot 625,95} + 0,6 \cdot 1,05 \cdot \frac{0,14}{43,48} + 1,94 \cdot \frac{0,87}{9,06} = 0,861 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por flexo-compresión.

► ELS de desplazamientos

Como se ha visto, para elementos verticales, se deberá presentar estabilidad global suficiente para cualquier combinación de acciones, si el desplome es menor que:

- 1/500 para desplome total: altura máxima de la construcción
- 1/250 para desplome local: altura de una planta genérica

En este caso, como el pilar estudiado divide la estructura en diferentes plantas, se considera la segunda de las hipótesis.

El valor máximo del desplazamiento se obtiene directamente de las deformadas que CYPE 3D proporciona respecto a todas las direcciones del espacio. El desplazamiento máximo se da para un valor de 3,022 mm.

Por ello, la comprobación es la siguiente

$$F_{max} < \frac{L}{500} \quad 0,00302 \text{ m} < \frac{4m}{250} = 0,016m$$

Por lo que cumpliría el criterio de desplazamiento.

5.5 Dintel. IPE 360, con cartelas.

Las características de la barra son las siguientes:

Perfil: IPE 360, Simple con cartelas (Cartela final inferior: 2.00 m.) Material: Acero (S275)							
Nudos	Longitud (m)		Características mecánicas ⁽¹⁾				
	Inicial	Final	Área (cm ²)	I _y ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽³⁾ (cm ⁴)	
N14	N15	10.198	72.70	16270.00	1043.00	37.44	
Notas: ⁽¹⁾ Las características mecánicas y el dibujo mostrados corresponden a la sección inicial del perfil (N14) ⁽²⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽³⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
β	0.14	1.13	0.10	0.29			
L _K	1.428	11.570	1.000	3.000			
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
C ₁	-		1.000				
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico							

Figura 54. Características IPE 360 Dintel

➤ ELU Resistencia

- Resistencia a tracción (CTE-DB-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(180°)H1.

La axil de tracción solicitante de cálculo pésimo es $N_{t,Ed} = 33,48 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd} = (72,7 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 1904,05 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{33,48}{1904,05} = 0,018 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a tracción

- Resistencia a compresión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+0,9V(0°)H4+1,5N(EI)

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 51,08 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$, para una sección de clase 3, viene dado por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = (72,7 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 1904,05 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{51,08}{1904,05} = 0,036 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a compresión

- Resistencia a flexión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+0,9V(0°)H4+1,5N(EI)

El momento flector en el eje y de cálculo pésimo es $M_{y,Ed} = -166,77 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(180°)H3+0,75N(R)I

El momento flector en el eje z de cálculo pésimo es $M_{z,Ed} = -0,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{ci,Rd} = W_{pl,i} \cdot f_{yd}$$

$$M_{cy,Rd} = (1019 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 266,88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cz,Rd} = (191 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 50,02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} = \frac{166,77}{266,88} = 0,625 \leq 1$$

$$\eta = \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} = \frac{0,06}{50,02} = 0,001 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión

- Resistencia a cortante (CTE-DB-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(0°)H3

El esfuerzo cortante solicitante en el eje y de cálculo pésimo es $V_{y,Ed} = 0,01 \text{ KN}$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+0,9V(180°)H4+1,5N(EI)

El esfuerzo cortante solicitante en el eje z de cálculo pésimo es $V_{z,Ed} = 57,45 \text{ KN}$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$V_{ci,Rd} = A_{V,i} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Se debe obtener $A_{V,i}$, el área transversal a cortante varía si se trabaja en el plano del eje y o z

Según prontuarios, respecto al IPE360 [16]:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra. A: 72,7 cm²

b: Ancho de la sección. b: 170 mm

t_f: Espesor del ala. t_f: 12,7 mm

t_w: Espesor del alma. t_w: 8 mm

r: Radio de acuerdo entre ala y alma. r: 18 mm

d: Altura del alma. d: 334,6 mm

Con ello, se podrá obtener los valores del área transversal:

$$A_{V,y} = 72,7 - 33,46 \cdot 0,8 = 43,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{V,z} = 72,7 - 2 \cdot 17 \cdot 1,27 + (0,8 + 2 \cdot 1,8) \cdot 1,27 = 31,11 \text{ cm}^2$$

Una vez conocido este valor, se tienen todos los datos para calcular el esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$

$$V_{cy,Rd} = (43,93 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 694,54 \text{ KN}$$

$$V_{cz,Rd} = (31,111 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 530,87 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{V_{y,Ed}}{V_{cy,Rd}} = \frac{0,01}{694,54} = 0,001 \leq 1$$

$$\eta = \frac{V_{z,Ed}}{V_{cz,Rd}} = \frac{57,54}{530,87} = 0,108 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a cortante.

- Resistencia a torsión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: $0,8PP + 1,5V(90^\circ)H2 + 0,75N(EI)$

El momento torsor solicitante de cálculo pésimo es $M_{t,Ed} = 0,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$

La resistencia de cálculo a tracción $M_{t,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{t,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot (29,48 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 4,46 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{0,01}{4,46} = 0,002 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a torsión

- Resistencia a momento flector y fuerza cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{y,Ed} \leq \frac{V_{cy,Rd}}{2} \quad 0,01 \text{ KN} \leq \frac{694,54 \text{ KN}}{2} = 347,27 \text{ KN}$$

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 57,45 \text{ KN} \leq \frac{530,87 \text{ KN}}{2} = 265,44 \text{ KN}$$

- Resistencia a flexión y axil combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+0,9V(0°)H4+1,5N(EI)

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 51,08 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 166,77 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 0,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$

La resistencia de cálculo para una sección de clase 1, ya se calcularon previamente, ya que son independientes de las cargas; unicamente viene afectado por la geometría del perfil.

$$N_{pl,Rd} = 1904,05 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 266,88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} = 50,02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{51,08}{1904,05} + \frac{166,7}{266,88} + \frac{0,04}{50,02} = 0,652 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión y axil combinado

- Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 57,45 \text{ KN} \leq \frac{530,75 \text{ KN}}{2} = 265,37 \text{ KN}$$

➤ ELU de Inestabilidad

- Limitación de la esbeltez (CTE-DB-SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1)

La esbeltez reducida λ de las barras comprimidas, para secciones de clase 3, debe ser inferior a 2:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

Donde N_{cr} es el axil crítico de pandeo elástico, se obtiene como el menor entre los que ya se conocen.

Donde, según prontuarios de tablas de perfiles:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.	I_y : 16270 cm^4
I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.	I_z : 1043 cm^4
I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	I_t : 37,44 cm^4
I_w : Constante de alabeo de la sección.	I_w : 314000 cm^6
E: Módulo de elasticidad.	E: 210000 MPa
G: Módulo de elasticidad transversal.	G: 81000 MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : 11,57 m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : 1,428 m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : 3 m

Por otro lado, i_0 es el giro polar de la sección bruta respecto al centro de torsión:

$$i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2}$$

Siendo,

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y: 14,96 \text{ cm}$$

$$i_z: 3,79 \text{ cm}$$

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

El centro de gravedad y el centro de torsión y de esfuerzos en un perfil simétrico como este son coincidentes, por lo que el valor de las coordenadas relativas al centro de gravedad es 0,0.

$$i_0 = \sqrt{14,96^2 + 3,79^2} = 15,43 \text{ cm}$$

Sustituyendo en las expresiones de los axiles críticos se obtendrá:

$$N_{cr,y} = 2519,07 \text{ KN}$$

$$N_{cr,z} = 10605,08 \text{ KN}$$

$$N_{cr,T} = 4309,92$$

Con ello, se puede obtener la esbeltez reducida:

$$\lambda = \sqrt{\frac{(72,7 \cdot 10^{-4}) \cdot 275000}{2519,07}} = 0,89 < 2$$

Por lo que cumpliría la limitación de esbeltez

- Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Basado en Eurocódigo 3)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

h_w : 598,43 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 8 mm

A_w : Área del alma.

A_w : 47,87 cm²

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$A_{fc,ef}$: 21,59 cm²

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

k : 0,3

E : Módulo de elasticidad.

E : 210000 MPa

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

f_{yf} : 275 MPa

Por lo que, resultaría:

$$\frac{598,43}{8} \leq 0,3 \cdot \frac{210000}{275} \cdot \sqrt{\frac{47,87}{21,59}} \quad 74,8 \leq 341,14$$

- Abolladura por cortante del alma (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aun no disponer de rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\lambda_w < \lambda_{max}$$

Siendo λ_w , la esbeltez del alma

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w} = \frac{334,6}{8} = 41,83$$

Y λ_{max} , la esbeltez máxima, el cual se obtiene en función de un factor de reducción ε ; valor que se calcula como la raíz del cociente entre el límite elástico de referencia y el límite elástico del material empleado.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_{max} = 70 \cdot \varepsilon = 70 \cdot 0,92 = 64,4$$

$$\lambda_w < \lambda_{max} \quad 41,83 < 64,4$$

- Resistencia a pandeo por compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.2)

Se deberá satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+0,9V(0°)H4+1,5N(EI)

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 51,08 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

El coeficiente de reducción por pandeo se obtiene como:

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

Siendo,

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

El valor de α , coeficiente de imperfección elástica, se obtiene de la tabla 6.2 del artículo mencionado

Para un perfil laminado IPE 360, se obtiene que $\alpha_y = 0,21$ $\alpha_z = 0,34$ $\alpha_T = 0,34$. Además, la esbeltez reducida ya se calculó previamente, por lo que se podrá obtener:

$$\lambda_y = 0,89 \quad \lambda_z = 0,43 \quad \lambda_T = 0,68$$

$$\phi_y = 0,97 \quad \phi_z = 0,63 \quad \phi_T = 0,81$$

Con ello, se puede obtener el coeficiente de reducción por pandeo:

$$\chi_y = 0,74 \quad \chi_z = 0,91 \quad \chi_T = 0,79$$

La resistencia de cálculo a pandeo en una barra comprimida $N_{b,Rd}$, finalmente se obtendrá:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,74 \cdot (72,7 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 1408,85 \text{ KN}$$

Se cumple, que

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{51,08}{1408,85} = 0,036 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por compresión.

- Resistencia a pandeo lateral (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.2)

Se deberá satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 0,88PP+1,5V(180°)H1

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $M_{Ed} = 166,77 \text{ KN}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

El coeficiente de reducción por pandeo se obtiene como:

$$\chi = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1$$

Siendo,

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

El valor de α , coeficiente de imperfección elástica, se obtiene de la tabla 6.6 del artículo mencionado. El extracto de la tabla que se empleará para el perfil IPE se muestra en la siguiente figura:

Elemento	Límites	Curva de pandeo	α_{LT}
Perfil laminado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	a	0,21
	$h/b > 2$	b	0,34
Elemento armado con sección en doble T	$h/b \leq 2$	c	0,49
	$h/b > 2$	d	0,76
Elementos con otras secciones	-	d	0,76

Figura 55. Coeficientes de imperfección elástica [6]

Para un perfil laminado IPE 360, se obtiene que $\alpha = 0,34$. La esbeltez para el pandeo lateral se obtendrá de la siguiente manera:

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determinará según la teoría de la elasticidad:

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

Siendo,

- M_{LTv} la componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra

$$M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

$$= 1 \cdot \frac{\pi}{3} \cdot \sqrt{(8,1 \cdot 10^7) \cdot (37,44 \cdot 10^{-8}) \cdot (2,1 \cdot 10^8) \cdot (1043 \cdot 10^{-8})} = 269,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- M_{LTw} componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 903,89 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^8}{9} \cdot 4,47^2 = 415,65 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Conocidos estos valores, se puede calcular el momento crítico elástico

$$M_{cr} = \sqrt{269,89^2 + 415,65^2} = 495,59 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Para continuar con la esbeltez:

$$\lambda = \sqrt{\frac{1019 \cdot 10^{-6} \cdot 275000}{495,59}} = 0,75$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,75 - 0,2) + 0,75^2] = 0,88$$

Con ello, se puede obtener el coeficiente de reducción por pandeo:

$$\chi = \frac{1}{0,88 + \sqrt{0,88^2 - 0,75^2}} = 0,75$$

La resistencia de cálculo a pandeo en una barra comprimida $N_{b,Rd}$, finalmente se obtendrá:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 0,75 \cdot (1019 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 200,16 \text{ KN}$$

Se cumple, que

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{166,77}{200,16} = 0,833 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo lateral.

- Resistencia a pandeo por flexo-compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} + K_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,y}} + \alpha_z \cdot K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,y}} + K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

La resistencia de cálculo ya se calculó previamente, ya que son independientes de las cargas.

$$N_{pl,Rd} = 1904,05 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 266,88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} = 50,02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+0,9V(0°)H4+1,5N(EI)

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 51,08 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 166,77 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 0,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Se han de calcular los coeficientes de interacción, K_y , K_z y K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{(0,1 \cdot \lambda_z)}{C_{m,LT} - 0,25} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}}$$

Los valores de los coeficientes de reducción por pandeo se obtienen de igual forma que en el caso anterior. Sus valores son:

$$\chi_y = 0,74 \quad \chi_z = 0,91 \quad \chi_{LT} = 0,75$$

Obtenidos a partir de las esbelteces reducidas para los ejes Y y Z, que también ya es conocido como calcularlo:

$$\lambda_y = 0,89 \quad \lambda_z = 0,43$$

Por ello, los valores de los coeficientes de interacción son:

$$K_y = 1 + (0,89 - 0,2) \cdot \frac{51,08}{0,74 \cdot 1904,05} = 1,03$$

$$K_z = 1 + (2 \cdot 0,43 - 0,6) \cdot \frac{51,08}{0,91 \cdot 1904,05} = 1,01$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(0,1 \cdot 0,43)}{1 - 0,25} \cdot \frac{51,08}{0,91 \cdot 1904,05} = 1$$

Los factores dependientes de la clase de la sección, α se podrán obtener en el artículo que trata esta comprobación (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2). Para el caso de una sección de clase 1:

$$\alpha_y = 0,6 \quad \alpha_z = 0,6$$

Con todo ello, las comprobaciones son las siguientes:

$$\eta = \frac{51,08}{0,74 \cdot 1904,05} + 1,03 \cdot \frac{166,77}{0,75 \cdot 266,88} + 0,6 \cdot 1,01 \cdot \frac{0,04}{50,02} = 0,887 \leq 1$$

$$\eta = \frac{51,08}{0,91 \cdot 1904,05} + 1 \cdot \frac{166,77}{0,75 \cdot 266,88} + 1,01 \cdot \frac{0,04}{50,02} = 0,858 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por flexo-compresión.

➤ ELS de desplazamientos

Como se ha visto, para elementos horizontales, se deberá presentar estabilidad global suficiente para cualquier combinación de acciones, si la flecha es menor que:

- 1/500 para pisos con tabiques frágiles
- 1/400 para pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas
- 1/300 para el resto de los casos

Como el dintel no se incluye en ninguno de los tres primeros casos, se tomará la tercera de las hipótesis.

El valor máximo del desplazamiento se obtiene directamente de las deformadas que CYPE 3D proporciona respecto a todas las direcciones del espacio. El desplazamiento máximo se da para un valor de 20,126 mm.

Por ello, la comprobación es la siguiente

$$F_{max} < \frac{L}{300} \quad 0,02013 \text{ m} < \frac{10,2\text{m}}{300} = 0,034\text{m}$$

Por lo que cumpliría el criterio de desplazamiento.

5.6 Viga de atado. IPE 270

Las características de la barra son las siguientes:

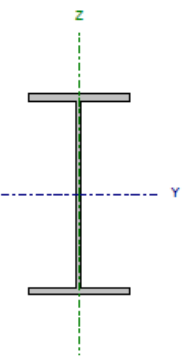
Perfil: IPE 270 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
		N77	N78	5.000	45.90	5790.00	420.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
	β	1.00	1.00	1.00	0.00		
	L _p	5.000	5.000	5.000	0.000		
	C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
	C _t	-		1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _p : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _t : Factor de modificación para el momento crítico							

Figura 56. Características IPE 270 Viga de atado

➤ ELU Resistencia

- Resistencia a tracción (CTE-DB-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5V(180°)H3+0,75N(EI).

La axil de tracción solicitante de cálculo pésimo es $N_{t,Ed} = 1,08 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd} = (45,9 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 1202,14 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1,08}{1202,14} = 0,001 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a tracción

- Resistencia a compresión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: $0,88PP+1,5V(270^\circ)H2$

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 1,3 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$, para una sección de clase 2, viene dado por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = (45,9 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 1202,14 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1,3}{1202,14} = 0,001 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a compresión

- Resistencia a flexión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: $1,35PP$

El momento flector en el eje y de cálculo pésimo es $M_{y,Ed} = 33,13 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{ci,Rd} = W_{pl,i} \cdot f_{yd}$$

$$M_{cy,Rd} = (484 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 126,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} = \frac{33,13}{126,76} = 0,262 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión

- Resistencia a cortante (CTE-DB-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 1,35PP

El esfuerzo cortante solicitante en el eje z de cálculo pésimo es $V_{z,Ed} = 26,51 \text{ KN}$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$V_{ci,Rd} = A_{V,i} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Se debe obtener $A_{V,i}$, el área transversal a cortante varía si se trabaja en el plano del eje y o z

Según prontuarios, respecto al IPE270 [16]:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra. A: 45,9 cm²

b: Ancho de la sección. b: 135 mm

t_f: Espesor del ala. t_f: 10,2 mm

t_w: Espesor del alma. t_w: 6,6 mm

r: Radio de acuerdo entre ala y alma. r: 15 mm

Con ello, se podrá obtener los valores del área transversal:

$$A_{V,z} = 45,9 - 2 \cdot 13,5 \cdot 1,02 + (0,66 + 2 \cdot 1,5) \cdot 1,02 = 22,09 \text{ cm}^2$$

Una vez conocido este valor, se tienen todos los datos para calcular el esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$

$$V_{cz,Rd} = (22,09 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 334,07 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{V_{z,Ed}}{V_{cz,Rd}} = \frac{26,51}{334,07} = 0,079 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a cortante.

- Resistencia a torsión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.7)

Esta comprobación no procede ya que no hay momento torsor.

- Resistencia a momento flector y fuerza cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 23,19 \text{ KN} \leq \frac{334,07 \text{ KN}}{2} = 167,04 \text{ KN}$$

- Resistencia a flexión y axil combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5V(270°)H2

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 1,29 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 33,13 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$

La resistencia de cálculo para una sección de clase 1, ya se calcularon previamente, ya que son independientes de las cargas; unicamente viene afectado por la geometría del perfil.

$$N_{pl,Rd} = 1202,14 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 126,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{1,29}{1202,14} + \frac{33,13}{126,76} = 0,262 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión y axil combinado

- Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 23,19 \text{ KN} \leq \frac{334,07 \text{ KN}}{2} = 167,04 \text{ KN}$$

➤ ELU de Inestabilidad

- Limitación de la esbeltez (CTE-DB-SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1)

La esbeltez reducida λ de las barras comprimidas, para secciones de clase 3, debe ser inferior a 2:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

Donde N_{cr} es el axil crítico de pandeo elástico, se obtiene como el menor entre los que ya se conocen.

Donde, según prontuarios de tablas de perfiles:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.	$I_y: 5790 \text{ cm}^4$
I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.	$I_z: 420 \text{ cm}^4$
I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.	$I_t: 15,9 \text{ cm}^4$
I_w : Constante de alabeo de la sección.	$I_w: 70600 \text{ cm}^6$
E: Módulo de elasticidad.	E: 210000 MPa
G: Módulo de elasticidad transversal.	G: 81000 MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	$L_{ky}: 5 \text{ m}$
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	$L_{kz}: 5 \text{ m}$
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	$L_{kt}: 5 \text{ m}$

Por otro lado, i_0 es el giro polar de la sección bruta respecto al centro de torsión:

$$i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2}$$

Siendo,

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y: 11,23 \text{ cm}$$

$$i_z: 3,02 \text{ cm}$$

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

El centro de gravedad y el centro de torsión y de esfuerzos en un perfil simétrico como este son coincidentes, por lo que el valor de las coordenadas relativas al centro de gravedad es 0,0.

$$i_0 = \sqrt{11,23^2 + 3,02^2} = 11,23 \text{ cm}$$

Sustituyendo en las expresiones de los axiles críticos se obtendrá:

$$N_{cr,y} = 4800,18 \text{ KN}$$

$$N_{cr,z} = 348,2 \text{ KN}$$

$$N_{cr,T} = 1384,54$$

Con ello, se puede obtener la esbeltez reducida:

$$\lambda = \sqrt{\frac{(45,9 \cdot 10^{-4}) \cdot 275000}{348,2}} = 1,9 < 2$$

Por lo que cumpliría la limitación de esbeltez

- Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Basado en Eurocódigo 3)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

h_w : 249,6 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 6,6 mm

A_w : Área del alma.

A_w : 16,47 cm²

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$A_{fc,ef}$: 13,77 cm²

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

k : 0,3

E : Módulo de elasticidad.

E : 210000 MPa

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

f_{yf} : 275 MPa

Por lo que, resultaría:

$$\frac{249,6}{6,6} \leq 0,3 \cdot \frac{210000}{275} \cdot \sqrt{\frac{16,47}{13,77}} \quad 37,82 \leq 250,57$$

- Abolladura por cortante del alma (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aun no disponer de rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\lambda_w < \lambda_{max}$$

Siendo λ_w , la esbeltez del alma

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w} = \frac{220}{6,6} = 36,66$$

Y λ_{max} , la esbeltez máxima, el cual se obtiene en función de un factor de reducción ε ; valor que se calcula como la raíz del cociente entre el límite elástico de referencia y el límite elástico del material empleado.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_{max} = 70 \cdot \varepsilon = 70 \cdot 0,92 = 64,4$$

$$\lambda_w < \lambda_{max} \quad 36,66 < 64,4$$

- Resistencia a pandeo por compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.2)

Se deberá satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(270°)H2

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 1,3 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida, para una sección de clase 2, viene dado por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

El coeficiente de reducción por pandeo se obtiene como:

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

Siendo,

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

El valor de α , coeficiente de imperfección elástica, se obtiene de la tabla 6.2 del artículo mencionado

Para un perfil laminado IPE 270, se obtiene que $\alpha_y = 0,21$ $\alpha_z = 0,34$ $\alpha_T = 0,34$. Además, la esbeltez reducida ya se calculó previamente, por lo que se podrá obtener:

$$\lambda_y = 0,51 \quad \lambda_z = 0,19 \quad \lambda_T = 0,9$$

$$\phi_y = 0,66 \quad \phi_z = 2,6 \quad \phi_T = 1,08$$

Con ello, se puede obtener el coeficiente de reducción por pandeo:

$$\chi_y = 0,92 \quad \chi_z = 0,23 \quad \chi_T = 0,63$$

La resistencia de cálculo a pandeo en una barra comprimida $N_{b,Rd}$, finalmente se obtendrá:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,23 \cdot (45,9 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 274,71 \text{ KN}$$

Se cumple, que

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1,3}{274,71} = 0,005 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por compresión.

- Resistencia a pandeo lateral (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.2)

Se deberá satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 1,35PP

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $M_{Ed} = 33,13 \text{ KN}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{b,Rd}$ para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

El coeficiente de reducción por pandeo se obtiene como:

$$\chi = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1$$

Siendo,

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

El valor de α , coeficiente de imperfección elástica, se obtiene de la tabla 6.6 del artículo mencionado.

Para un perfil laminado IPE 270, se obtiene que $\alpha = 0,34$. La esbeltez para el pandeo lateral se obtendrá de la siguiente manera:

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determinará según la teoría de la elasticidad:

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

Siendo,

- M_{LTv} la componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra

$$M_{LTv} = 1 \cdot \frac{\pi}{5} \cdot \sqrt{(8,1 \cdot 10^7) \cdot (15,9 \cdot 10^{-8}) \cdot (2,1 \cdot 10^8) \cdot (420 \cdot 10^{-8})} = 66,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- M_{LTv} componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra

$$M_{LTv} = 428,89 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^8}{25} \cdot 3,56^2 = 45,05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Conocidos estos valores, se puede calcular el momento crítico elástico

$$M_{cr} = \sqrt{66,97^2 + 45,05^2} = 80,71 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Para continuar con la esbeltez:

$$\lambda = \sqrt{\frac{484 \cdot 10^{-6} \cdot 275000}{80,71}} = 1,28$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,28 - 0,2) + 1,28^2] = 1,44$$

Con ello, se puede obtener el coeficiente de reducción por pandeo:

$$\chi = \frac{1}{1,44 + \sqrt{1,44^2 - 1,28^2}} = 0,48$$

La resistencia de cálculo a pandeo en una barra comprimida $N_{b,Rd}$, finalmente se obtendrá:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 0,48 \cdot (484 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 60,76 \text{ KN}$$

Se cumple, que

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{33,13}{60,76} = 0,545 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo lateral.

- Resistencia a pandeo por flexo-compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} + K_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,y}} + \alpha_z \cdot K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + K_{LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{Lt} \cdot M_{pl,Rd,y}} + K_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

La resistencia de cálculo ya se calculó previamente, ya que son independientes de las cargas.

$$N_{pl,Rd} = 1202,14 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 126,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5V(270°)H2

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 1,29 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 166,77 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Se han de calcular los coeficientes de interacción, K_y , K_z y K_{LT}

Los valores de los coeficientes de reducción por pandeo se obtienen de igual forma que en el caso anterior. Sus valores son:

$$\chi_y = 0,92 \quad \chi_z = 0,23 \quad \chi_{LT} = 0,48$$

Obtenidos a partir de las esbelteces reducidas para los ejes Y y Z, que también ya es conocido como calcularlo:

$$\lambda_y = 0,51 \quad \lambda_z = 1,9$$

Por ello, los valores de los coeficientes de interacción son:

$$K_y = 1 + (0,51 - 0,2) \cdot \frac{1,29}{0,92 \cdot 1202,14} = 1$$

$$K_z = 1 + (2 \cdot 1,9 - 0,6) \cdot \frac{1,29}{0,23 \cdot 1202,14} = 1,01$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{(0,1 \cdot 1,9)}{1 - 0,25} \cdot \frac{1,29}{0,23 \cdot 1202,14} = 1$$

Los factores dependientes de la clase de la sección, α se podrán obtener en el artículo que trata esta comprobación (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2). Para el caso de una sección de clase 1:

$$\alpha_y = 0,6 \quad \alpha_z = 0,6$$

Con todo ello, las comprobaciones son las siguientes:

$$\eta = \frac{1,29}{0,92 \cdot 1202,14} + 1 \cdot \frac{33,13}{0,48 \cdot 126,76} = 0,547 \leq 1$$

$$\eta = \frac{1,29}{0,23 \cdot 1202,14} + 1 \cdot \frac{33,13}{0,48 \cdot 126,76} = 0,550 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación a pandeo por flexo-compresión.

➤ ELS de desplazamientos

Como se ha visto, para elementos horizontales, se deberá presentar estabilidad global suficiente para cualquier combinación de acciones, si la flecha es menor que:

- 1/500 para pisos con tabiques frágiles
- 1/400 para pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas
- 1/300 para el resto de los casos

Como el dintel no se incluye en ninguno de los tres primeros casos, se tomará la tercera de las hipótesis.

El valor máximo del desplazamiento se obtiene directamente de las deformadas que CYPE 3D proporciona respecto a todas las direcciones del espacio. El desplazamiento máximo se da para un valor de 5,461 mm.

Por ello, la comprobación es la siguiente

$$F_{max} < \frac{L}{300} \quad 0,00546 \text{ m} < \frac{5m}{300} = 0,017m$$

Por lo que cumpliría el criterio de desplazamiento.

5.7 Viga de forjado. IPE 240

Las características de la barra son las siguientes:

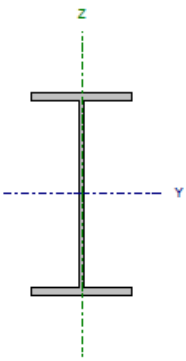
Perfil: IPE 240 Material: Acero (S275)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N59	N58	5.000	39.10	3892.00	284.00	12.95
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral			
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
	β	0.00	0.00	0.00	0.00		
	L _e	0.000	0.000	0.000	0.000		
	C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
	C _t	-		1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _e : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _t : Factor de modificación para el momento crítico							

Figura 57. Características IPE 240

➤ ELU Resistencia

- Resistencia a tracción (CTE-DB-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se para la combinación de acciones: 1,35PP+1,05B_Forjado+1,5V(270°)H1+0,75N(EI)

La axil de tracción solicitante de cálculo pésimo es $N_{t,Ed} = 11,62 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd} = (39,1 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 1024,05 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{11,62}{1024,05} = 0,011 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a tracción.

- Resistencia a compresión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones: 0,8PP+1,5V(180°)H2

La axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 4,29 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$, para una sección de clase 2, viene dado por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = (39,1 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 1024,05 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{4,29}{1024,05} = 0,004 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a compresión

- Resistencia a flexión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje y se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5B_Forjado

El momento flector en el eje y de cálculo pésimo es $M_{y,Ed} = 76,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$M_{ci,Rd} = W_{pl,i} \cdot f_{yd}$$

$$M_{cy,Rd} = (367 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 96,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} = \frac{76,39}{96,12} = 0,795 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión

- Resistencia a cortante (CTE-DB-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo en el eje z se produce para la combinación de acciones: 1,35PP+0,9V(180°)H4+1,5N(EI)

El esfuerzo cortante solicitante en el eje z de cálculo pésimo es $V_{z,Ed} = 61,11 \text{ KN}$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$, para una sección de clase 1, viene dado por:

$$V_{ci,Rd} = A_{V,i} \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Se debe obtener $A_{V,i}$, el área transversal a cortante varía si se trabaja en el plano del eje y o z

Según prontuarios, respecto al IPE360 [16]:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.	A: 39,1 cm ²
b: Ancho de la sección.	b: 120 mm
t _f : Espesor del ala.	t _f : 9,8 mm
t _w : Espesor del alma.	t _w : 6,2 mm
r: Radio de acuerdo entre ala y alma.	r: 15 mm

Con ello, se podrá obtener los valores del área transversal:

$$A_{V,z} = 39,1 - 2 \cdot 12 \cdot 0,98 + (0,62 + 2 \cdot 1,5) \cdot 0,98 = 19,13 \text{ cm}^2$$

Una vez conocido este valor, se tienen todos los datos para calcular el esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$

$$V_{cz,Rd} = (19,13 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 289,23 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{V_{z,Ed}}{V_{cz,Rd}} = \frac{61,11}{289,23} = 0,211 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a cortante.

- Resistencia a torsión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.7)

No procede este cálculo ya que no se genera en la barra ningún momento torsor

- Resistencia a momento flector y fuerza cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 53,47 \text{ KN} \leq \frac{289,23 \text{ KN}}{2} = 144,61 \text{ KN}$$

- Resistencia a flexión y axil combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el empotramiento para la combinación de acciones: 1,35PP+1,5B_Forjado+0,9V(270°)H1+0,75N(EI)

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo es $N_{c,Ed} = 8,02 \text{ KN}$

Los momentos flectores solicitante de cálculo pésimo, según ejes Y y Z respectivamente son: $M_{y,Ed} = 76,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$ $M_{z,Ed} = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$

La resistencia de cálculo para una sección de clase 1, ya se calcularon previamente, ya que son independientes de las cargas; unicamente viene afectado por la geometría del perfil.

$$N_{pl,Rd} = 1024,05 \text{ KN}$$

$$M_{pl,Rd,y} = 96,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{8,02}{1024,05} + \frac{76,39}{96,12} = 0,803 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a flexión y axil combinado

- Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE-DB-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

$$V_{z,Ed} \leq \frac{V_{cz,Rd}}{2} \quad 53,47 \text{ KN} \leq \frac{289,23 \text{ KN}}{2} = 144,61 \text{ KN}$$

➤ ELU de Inestabilidad

- Limitación de la esbeltez (CTE-DB-SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1)

La esbeltez reducida λ de las barras comprimidas, para secciones de clase 2, debe ser inferior a 2:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

Donde N_{cr} es el axil crítico de pandeo elástico, se obtiene como el menor entre los que ya se conocen. En este caso, la viga está arriostrada completamente para por el forjado de oficinas y para que dicho forjado no suponga ningún movimiento o inestabilidad. Por ello, el coeficiente de pandeo es nulo, el cual hace que las longitudes de pandeo sean 0.

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y. L_{ky} : 0 m

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z. L_{kz} : 0 m

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión. L_{kt} : 0 m

Esto hace que en todos los casos, el axil crítico de pandeo tienda a infinito.

$$N_{cr} \rightarrow \infty$$

Lo que hace que la esbeltez tienda a cero, por lo que se cumpliría la limitación de esbeltez

$$\lambda < 0,01$$

- Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Basado en Eurocódigo 3)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

h_w : 220,4 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 6,2 mm

A_w : Área del alma.

A_w : 13,66 cm²

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$A_{fc,ef}$: 11,76 cm²

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

k : 0,3

E : Módulo de elasticidad.

E : 210000 MPa

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

f_{yf} : 275 MPa

Por lo que, resultaría:

$$\frac{220,4}{6,2} \leq 0,3 \cdot \frac{210000}{275} \cdot \sqrt{\frac{13,66}{11,76}} \quad 35,55 \leq 246,95$$

- Abolladura por cortante del alma (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aun no disponer de rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\lambda_w < \lambda_{max}$$

Siendo λ_w , la esbeltez del alma

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,65$$

Y λ_{max} , la esbeltez máxima, el cual se obtiene en función de un factor de reducción ε ; valor que se calcula como la raíz del cociente entre el límite elástico de referencia y el límite elástico del material empleado.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_{max} = 70 \cdot \varepsilon = 70 \cdot 0,92 = 64,4$$

$$\lambda_w < \lambda_{max} \quad 30,65 < 64,4$$

- Resistencia a pandeo por compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.2)

Como se ha comentado anteriormente, las longitudes de pandeo son nulas, por lo que el axil crítico de pandeo tiende a infinito. Esto se produce por el arriostramiento total de la viga al forma parte del forjado para que no sufra de inestabilidad por pandeo en ningún caso.

Por ello, esta comprobación no procede.

- Resistencia a pandeo lateral (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.3.2)

Esta comprobación no procede por el mismo motivo que para el pandeo por compresión.

- Resistencia a pandeo por flexo-compresión (CTE-DB-SE-A, Artículo 6.3.4.2)

Esta comprobación no procede por el mismo motivo; ya que las longitudes de pandeo como longitudes de pandeo lateral son nulas.

➤ ELS de desplazamientos

Como se ha visto, para elementos horizontales, se deberá presentar estabilidad global suficiente para cualquier combinación de acciones, si la flecha es menor que:

- 1/500 para pisos con tabiques frágiles
- 1/400 para pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas
- 1/300 para el resto de los casos

Como el dintel no se incluye en ninguno de los tres primeros casos, se tomará la tercera de las hipótesis.

El valor máximo del desplazamiento se obtiene directamente de las deformadas que CYPE 3D proporciona respecto a todas las direcciones del espacio. El desplazamiento máximo se da para un valor de 13,991 mm.

Por ello, la comprobación es la siguiente

$$F_{max} < \frac{L}{300} \quad 0,0139 \text{ m} < \frac{5\text{m}}{300} = 0,017\text{m}$$

Por lo que cumpliría el criterio de desplazamiento.

5.8 Tirante cruz de San Andrés. Redondo macizo R16

Las características de la barra son las siguientes:

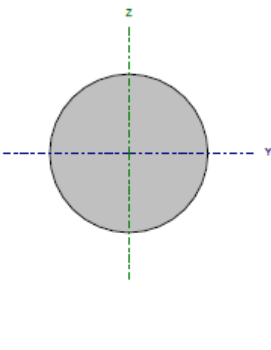
Perfil: R 16 Material: Acero (S275)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)
	N7	N52	7.141	2.01	0.32	0.64
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral			
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.00	0.00	0.00	0.00		
L _k	0.000	0.000	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
C ₁	-		1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico						

Figura 58. Características R16 Cruz de San Andrés

➤ ELU Resistencia

- Resistencia a tracción (CTE-DB-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se para la combinación de acciones: 1,35PP+0,9V(180°)H4+1,5N(EI)

La axil de tracción solicitante de cálculo pésimo es $N_{t,Ed} = 40,73 \text{ KN}$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dado por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd} = (2,01 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{275000}{1,05} = 52,66 \text{ KN}$$

Por ello,

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{40,73}{52,66} = 0,773 \leq 1$$

Por lo que cumple la comprobación de resistencia a tracción

- Resistencia a compresión (CTE-DB-A, Artículo 6.2.5)

No se debe comprobar, ya que para ninguna hipótesis se genera un axil a compresión en dicha barra de arriostramiento.

Además, al ser un tirante, únicamente se generarían esfuerzos de tracción o compresión, por lo que no tiene sentido realizar ninguna comprobación más respecto a dichos esfuerzos.

➤ ELU Inestabilidad

En cuanto la inestabilidad, al no tener ningún esfuerzo además del axil a tracción, no va a poder desarrollar ninguna inestabilidad en cuanto a pandeo por compresión, pandeo lateral o pandeo por flexo-compresión.

Capítulo 6. Uniones

6.1 Introducción al cálculo

En todo tipo de estructuras metálica, resulta necesario enlazar entre si perfiles simples para formar barras compuestas, como también es necesario fijar las barras, ya sean simples o compuestas, en su posición definitiva dentro del conjunto de la construcción.

Se denomina uniones a las que tienen por misión fundamental la transmisión de cargas de un perfil a otro, o de una barra a otra, o aquellas cuyo fin es la de mantener unidos entre si los perfiles que forman una barra compuesta.

Cualquier unión es siempre un punto delicado en una estructura metálica y por ello es necesario preverlas todas en el proyecto, no autorizando durante su ejecución más empalmes y uniones que aquellos que se especifiquen, y en los sitios que se hayan definido.

Debido a esto, las uniones se definen como puntos críticos de una estructura, su número debe reducirse al mínimo necesario, así como tratar de ejecutarlas con toda clase de garantías. La garantía de calidad es mayor al realizar las uniones en taller, frente a la obra, por lo que se procurará reducir al mínimo las que hayan de efectuarse en la parcela, siendo para esto muy importante una buena coordinación entre el proyectista y el constructor de la estructura.

Para calcular los elementos de unión se determinarán las solicitaciones que sobre ellos actúan y se acomodaran a las mismas hipótesis consideradas en el cálculo del conjunto de la estructura o de sus elementos. En cada unión se estudiará la forma de realizarla con el menor número de elementos, de forma que la transmisión de esfuerzos se verifique correctamente y se reduzcan al mínimo los esfuerzos secundarios.

Principalmente se pueden encontrar dos tipos de uniones diferentes, soldadas y atornilladas. El peligro de defectos es mayor, para las uniones de obra, cuando se utiliza la soldadura como medio de unión, frente a otros sistemas, por lo que resulta muy recomendable hacer las uniones de obra mediante atornillado.

En el caso de estudio, se ha seleccionado que todas las uniones se realicen en taller, por lo que se desarrollarán uniones mediante soldadura, que se realiza en mejores condiciones que en obra y en unas condiciones más controladas. [17]

6.1.1 Bases de cálculo

Las uniones se proyectarán de forma coherente con el conjunto de la estructura, lo que supone un comportamiento acorde a las hipótesis supuestas en el análisis global.

Estas uniones se comprobarán a resistencia; además, será necesaria la comprobación de rotación de las uniones en las que se prevean la formación de rótulas plásticas.

En toda unión debe verificarse que los valores de cálculo de los efectos de las acciones, E_d para cualquiera de las situaciones de cálculo (o combinaciones de acciones relevantes), no superan la correspondiente resistencia de cálculo, R_d [6].

$$E_d \leq R_d$$

Debiéndose dimensionar con capacidad para resistir los mínimos siguientes:

- En el caso de nudos rígidos, la mitad de la resistencia última de cada una de las piezas a unir
- En el caso de uniones articuladas, la tercera parte del axil o el cortante último (según caso) de las piezas a unir.

El reparto de los esfuerzos sobre la unión entre los elementos que la componen puede realizarse mediante métodos elásticos o plásticos. En cualquier caso:

- Los esfuerzos sobre los elementos de la unión equilibrarán los aplicados a la propia unión
- La distribución de esfuerzos será coherente con las rigideces
- Si se utilizan criterios de distribución en régimen plástico, se supondrán mecanismos de fallo razonables, por ejemplo, los basados en la rotación como sólido rígido de una de las partes de la unión.
- Si se utilizan criterios de distribución en régimen plástico, se comprobará la capacidad de deformación de los elementos.

En las uniones soldadas sólo se considerarán las tensiones que intervienen en la transmisión de esfuerzos y no las residuales, como aquellas tensiones normales paralelas al cordón de soldadura.

- Rigidez

Se podrá establecer la rigidez de una unión mediante ensayos o a partir de experiencia previa contrastada, aunque en general se calculará a partir de la flexibilidad de sus componentes básicos, determinada mediante ensayos previos. La clasificación de las uniones por su rigidez es:

- Nominalmente articuladas: son aquellas en las que no se desarrollan momentos significativos que puedan afectar a los miembros de la estructura. Serán capaces de transmitir las fuerzas y de soportar las rotaciones obtenidas en el cálculo.
- Rígidas: Son aquellas cuya deformación (movimientos relativos entre los extremos de las piezas que unen) no tiene una influencia significativa sobre la distribución de esfuerzos en la estructura ni sobre su deformación global. Deben ser capaces de transmitir las fuerzas y momentos obtenidos en el cálculo.
- Semirrígidas: Son aquellas que no corresponden a ninguna de las categorías anteriores. Establecerán la interacción prevista (basada, por ejemplo, en las características momento rotación de cálculo) entre los miembros de la unión y serán capaces de transmitir las fuerzas y momentos obtenidos en el cálculo.

En cualquier caso, una vez obtenida la rigidez inicial, comparando los límites establecidos para cada una de las categorías, todas las uniones se podrían tratar como semirrígidas.

- Resistencia

La resistencia última de la unión se determinará a partir de la resistencia de los elementos que componen dicha unión. La clasificación de las uniones por resistencia es la siguiente:

- Nominalmente articuladas: Son aquellas capaces de transmitir los esfuerzos obtenidos en el análisis global de la estructura y su resistencia de cálculo a flexión no es mayor de la cuarta parte del momento resistente plástico de cálculo de la pieza de menor resistencia unida y siempre que exista una capacidad de giro suficiente para permitir que en la estructura se formen todas las rótulas plásticas necesarias en el modelo de análisis adoptado bajo las cargas consideradas
- Totalmente resistentes: Su resistencia es mayor o igual que la de los elementos que conecta. Si en una unión con resistencia completa la relación entre su momento resistente, $M_j.Rd$, y el momento resistente plástico, $M_{pl}.Rd$, de la menor de las barras que conecta, es superior a 1,20, no es necesario considerar la capacidad de rotación de la unión.
- Parcialmente resistentes: Su resistencia es menor que la de los elementos unidos, aunque debe ser capaz de transmitir las fuerzas y momentos determinados en el análisis global de la estructura. La rigidez de estas uniones debe ser suficiente para evitar que se supere la capacidad de rotación de las rótulas plásticas que se deban formar en la estructura bajo las cargas consideradas. Si se requieren rótulas plásticas en las uniones parcialmente resistentes, éstas deben tener capacidad de rotación suficiente para permitir la formación en la estructura de todas las rótulas plásticas necesarias.

6.1.2 Resistencia y especificaciones de uniones soldadas

Las disposiciones constructivas de las uniones soldadas se exponen a continuación [6]:

- 1) Las siguientes prescripciones se aplican a uniones soldadas donde los espesores de las piezas a unir sean al menos de 4 mm.
- 2) Los cordones de las soldaduras en ángulo no podrán tener un espesor de garganta inferior a 3 mm ni superior al menor espesor de las piezas a unir.
- 3) Los cordones de las soldaduras en ángulo cuyas longitudes sean menores de 40 mm o 6 veces el espesor de garganta, no se tendrán en cuenta para calcular la resistencia de la unión.
- 4) En el detalle de las soldaduras en ángulo se indica la longitud efectiva del cordón (longitud sobre la cual el cordón tiene su espesor de garganta completo). Para cumplirla, puede ser necesario prolongar el cordón rodeando las esquinas, con el mismo espesor de garganta y una longitud de 2 veces dicho espesor. La longitud efectiva de un cordón de soldadura deberá ser mayor o igual que 4 veces el espesor de garganta.
- 5) Las soldaduras en ángulo entre dos piezas que forman un ángulo β deberán cumplir con la condición de que dicho ángulo esté comprendido entre 60 y 120 grados. En caso

contrario:

- Si se cumple que $\beta > 120$ (grados): se considerará que no transmiten esfuerzos.
- Si se cumple que $\beta < 60$ (grados): se considerarán como soldaduras a tope con penetración parcial.

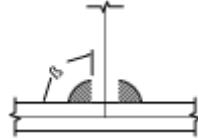


Figura 59.a. Unión soldada: Unión en T [6]

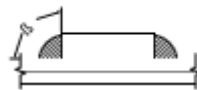


Figura 59.b. Unión soldada: Unión en solape [6]

En cuanto a las comprobaciones que se van a realizar sobre las distintas uniones:

1. Comprobación de cordones de soldadura a tope con penetración total: en este caso no será necesaria esta comprobación, ya que se tomará que la resistencia de la unión será igual a la de la más débil de las piezas unidas.
2. Comprobación de soldadura a tope con penetración parcial y preparación de bordes: se comprobará como soldadura en ángulo, considerando un espesor de garganta igual al canto nominal de la preparación menos 2 mm
3. Cordones de soldadura en ángulo: se realiza la comprobación de tensiones en cada cordón de soldadura según el artículo 8.6.2.3 CTE-DB-SE-A.

Se comprobarán los siguientes tipos de tensiones:

$$\text{Tensión de Von Mises } \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\text{Tensión normal } \sigma_{\perp} \leq K \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \text{ Donde } K = 1$$

Acero	f_u (N/mm ²)	β_w
S 235	360	0,80
S 275	430	0,85
S 355	510	0,90

Figura 60. Coeficientes de correlación β_w [6]

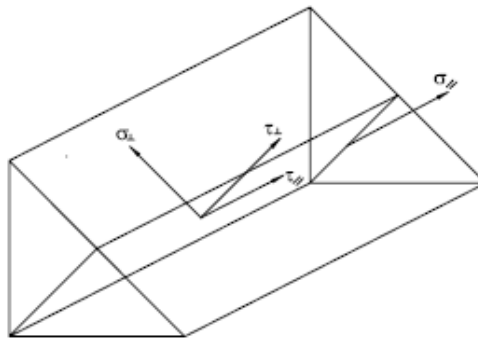


Figura 61. Tensiones en la sección de garganta [6]

Siendo:

β_w : Coeficiente de correlación dado en la Figura 60

f_u : Resistencia última a la tracción de la pieza más débil de la unión

σ_{\perp} : Tensión normal perpendicular al plano de garganta

$\sigma_{//}$: Tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar

τ_{\perp} : Tensión tangencial en el plano de garganta, perpendicular al eje del cordón

$\tau_{//}$: Tensión tangencial en el plano de garganta, paralelo al eje del cordón

Los valores que se muestran en las tablas de comprobación que se mostrarán posteriormente resultan de las combinaciones de esfuerzos que hacen máximo el aprovechamiento tensional para ambas comprobaciones, por lo que es posible que aparezcan dos valores distintos de la tensión normal si cada aprovechamiento máximo resulta en combinaciones distintas.

Por último, falta documentar como se referencian y la simbología de este tipo de uniones soldadas; así como los parámetros más identificativos con el fin de poder representarlas.

Los parámetros fundamentales en una unión soldada son los siguientes:

- a [mm]: Espesor de garganta del cordón de soldadura en ángulo, que será la altura mayor, medida perpendicularmente a la cara exterior, entre todos los triángulos que se pueden inscribir entre las superficies de las piezas que hayan alcanzado la fusión y la superficie exterior de las soldaduras.

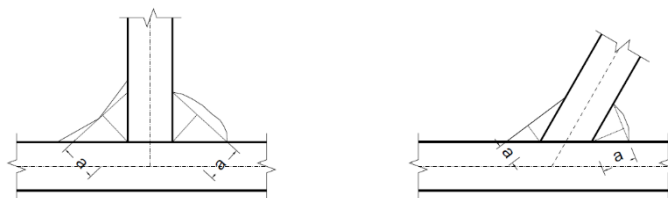
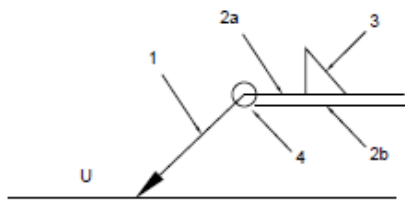


Figura 62. Espesor de garganta del cordón de soldadura $[a]$ [6]

- L[mm]: longitud efectiva del cordón de soldadura

Con estos parámetros, ya se puede definir el método de presentación de las soldaduras:



Referencias:

1: línea de la flecha

2a: línea de referencia (línea continua)

2b: línea de identificación (línea a trazos)

3: símbolo de soldadura

4: indicaciones complementarias

U: Unión

Figura 63. Método de representación de soldaduras [6]

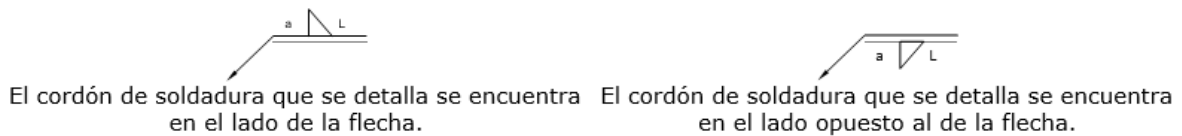





Figura 64. Referencias 1, 2a y 2b [6]

Tabla 23. Referencia 3

Designación	Ilustración	Símbolo
Soldadura en ángulo		
Soldadura a tope en 'V' simple (con chaflán)		
Soldadura a tope en bisel simple		
Soldadura a tope en bisel doble		
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		

Tabla 24. Referencia 4

Representación	Descripción
	Soldadura realizada en todo el perímetro de la pieza
	Soldadura realizada en taller
	Soldadura realizada en el lugar de montaje

6.2 Definición de las uniones de la estructura

Una vez se conoce como se definen la unión, su función y las diferentes comprobaciones a desarrollar, así como se realiza su representación; se van a ilustrar varias de las uniones del proyecto realizado.

En este caso, se ha comentado previamente que hay un total de 24 uniones diferentes, las cuales realmente se podrían agrupar en 5 grupos según su tipología. Esto se debe a que, aunque la unión del tirante con el pilar va a tener el mismo método de unión en todos los diferentes nudos que fuesen requeridos, los elementos que constituyen esa unión van a variar en tamaño, grosor y en referencias de los elementos que conforman la unión según las diferentes cargas máximas que han de soportar las barras que pretenden unir.

Por ello, se van a mostrar la geometría y distintas comprobaciones a modo resumen de la unión más solicitada dentro de cada distinto grupo de unión similar.

6.2.1 Unión pilar-vigas de atado-dintel

La vista de la unión, junto con el detalle geométrico de esta y su soldadura son los siguientes:

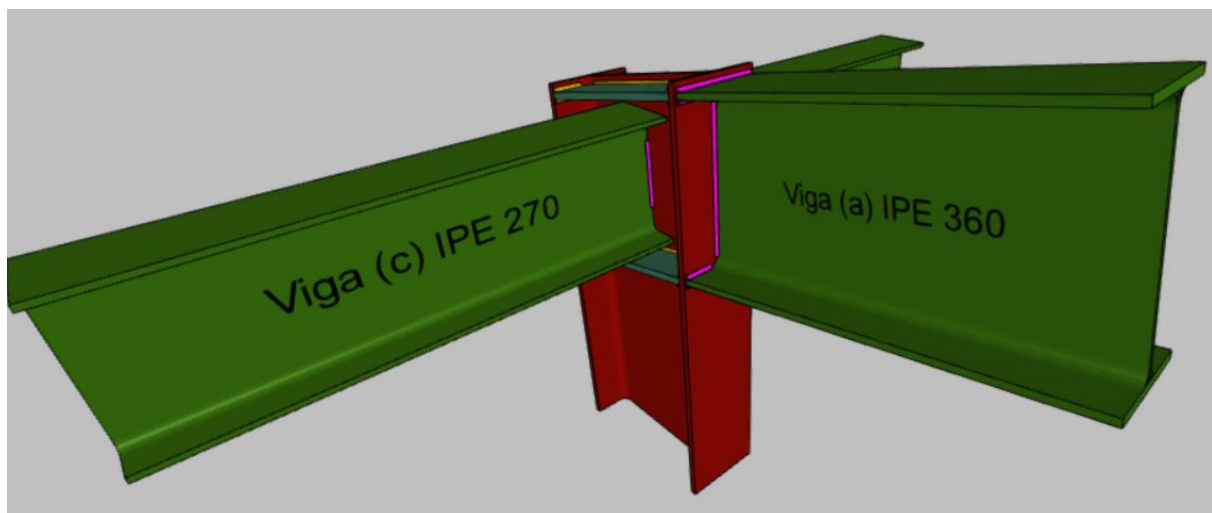


Figura 65. Unión Pilar-Viga de atado-Dintel

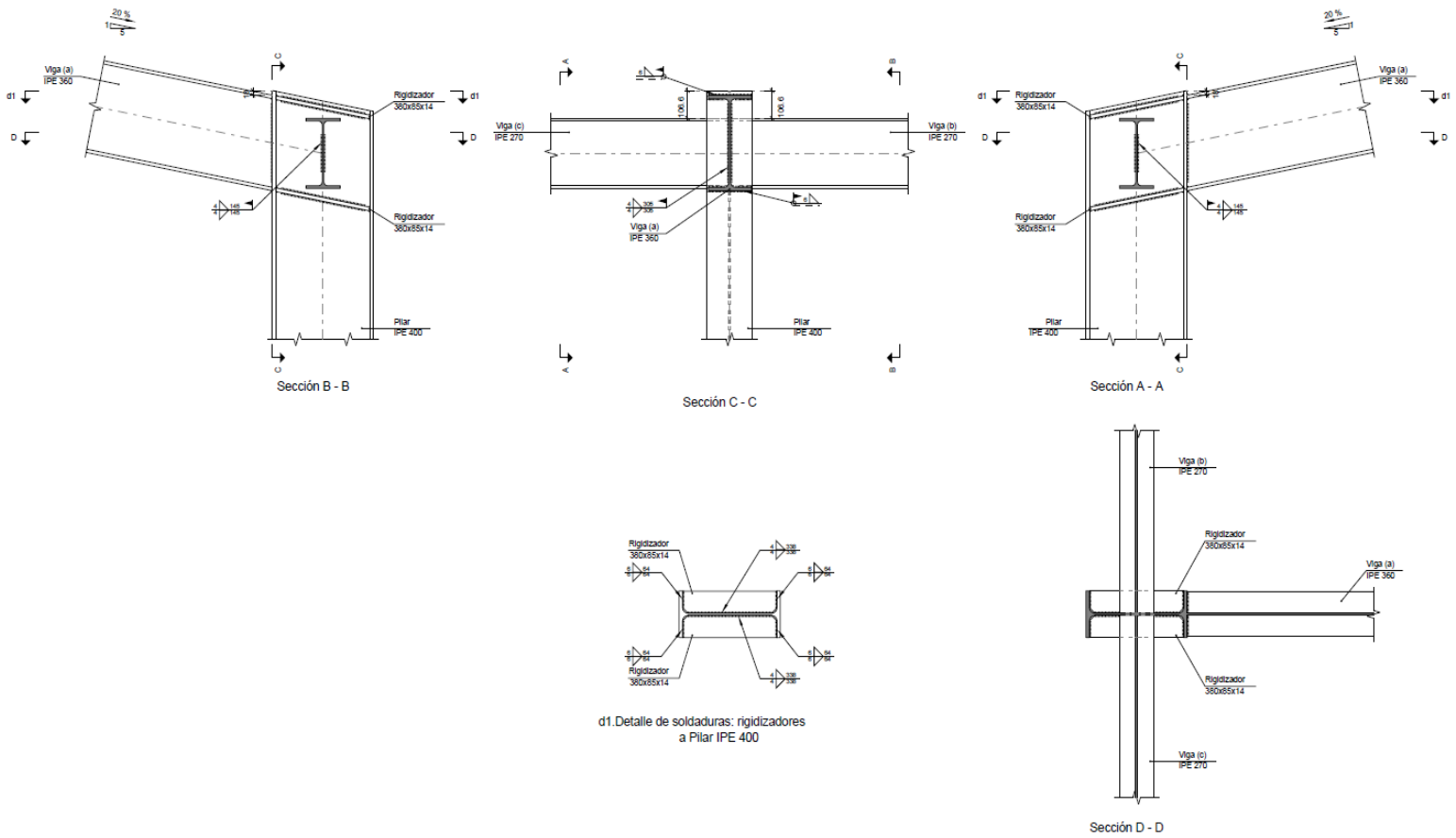


Figura 66. Detalle unión Pilar-Viga de atado-Dintel

En las siguientes tablas se mostrarán la descripción de los diferentes componentes que forman dicha unión.

Tabla 25. Descripción perfiles de la unión

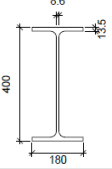
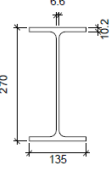
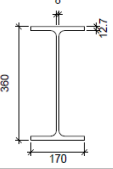
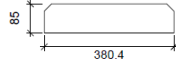
Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	IPE 400		400	180	13.5	8.6	S275	275.0	410.0
Viga	IPE 270		270	135	10.2	6.6	S275	275.0	410.0
Viga	IPE 360		360	170	12.7	8	S275	275.0	410.0

Tabla 26. Descripción de otros elementos de la unión

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		380.4	85	14	S275	275.0	410.0

Se han desarrollado las comprobaciones propuestas en este capítulo a los elementos barra que forman parte de la unión, a los elementos complementarios que son parte de esta y a los cordones de soldadura necesarios para ella. Estas comprobaciones se podrán observar en las siguientes tablas:

Tabla 27. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión en el pilar IPE 400

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Panel	Esbeltez	--	--	--	67.03	
	Cortante	kN	450.91	468.15	96.32	
Rigidizador superior	Tensión de Von Mises	N/mm ²	195.21	261.90	74.53	
Rigidizador inferior	Tensión de Von Mises	N/mm ²	212.65	261.90	81.19	
Rigidizador superior	Tensión de Von Mises	N/mm ²	195.55	261.90	74.66	
Rigidizador inferior	Tensión de Von Mises	N/mm ²	212.31	261.90	81.06	
Ala	Desgarro	N/mm ²	123.15	261.90	47.02	
	Cortante	N/mm ²	151.84	261.90	57.98	
Viga (c) IPE 270	Alma	Punzonamiento	kN	33.06	513.16	6.44
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	28.53	58.80	48.52
Viga (b) IPE 270	Alma	Punzonamiento	kN	33.06	513.16	6.44
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	28.13	58.80	47.84

Tabla 28. Comprobaciones geométricas del cordón de soldadura asociadas al IPE 400

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Soldadura del rigidizador superior a las alas	En ángulo	6	64	13.5	78.69
Soldadura del rigidizador superior al alma	En ángulo	4	338	8.6	90.00
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	En ángulo	6	64	13.5	78.69
Soldadura del rigidizador inferior al alma	En ángulo	4	338	8.6	90.00
Soldadura del rigidizador superior a las alas	En ángulo	6	64	13.5	78.69
Soldadura del rigidizador superior al alma	En ángulo	4	338	8.6	90.00
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	En ángulo	6	64	13.5	78.69
Soldadura del rigidizador inferior al alma	En ángulo	4	338	8.6	90.00

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Tabla 29. Comprobaciones de resistencia del cordón de soldadura asociado al pilar IPE 400

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas	144.4	176.1	0.0	337.5	87.46	144.4	44.02	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	0.0	0.0	65.9	114.1	29.57	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	157.3	191.9	0.0	367.7	95.28	157.3	47.95	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	0.0	0.0	71.8	124.3	32.22	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas	144.6	176.4	0.0	338.1	87.62	144.6	44.10	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	0.0	0.0	66.0	114.3	29.63	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	157.0	191.5	0.0	367.1	95.12	157.0	47.88	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	0.0	0.0	71.7	124.1	32.17	0.0	0.00	410.0	0.85

Tabla 30. Comprobaciones geométricas y de resistencia del cordón de soldadura asociado a la viga IPE 360

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Soldadura del ala superior	En ángulo	6	170	12.7	78.69
Soldadura del alma	En ángulo	4	305	8.0	90.00
Soldadura del ala inferior	En ángulo	6	170	12.7	78.69

a: Espesor garganta
l: Longitud efectiva
t: Espesor de piezas

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	177.0	145.1	0.3	307.4	79.66	177.0	53.96	410.0	0.85
Soldadura del alma	140.3	140.3	25.9	284.3	73.67	140.4	42.79	410.0	0.85
Soldadura del ala inferior	153.5	187.2	0.3	358.7	92.95	168.7	51.44	410.0	0.85

Tabla 31. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión en la viga IPE 270

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Tensión de Von Mises	N/mm ²	34.61	261.90	13.22

Tabla 32. Comprobaciones geométricas y de resistencia del cordón de soldadura asociados a la viga IPE 270

Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)				
Soldadura del alma	En ángulo	4	145	6.6	90.00				
<i>a: Espesor garganta</i> <i>l: Longitud efectiva</i> <i>t: Espesor de piezas</i>									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	β _w
	σ _⊥ (N/mm ²)	τ _⊥ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	20.2	20.2	1.0	40.4	10.46	20.2	6.15	410.0	0.85

Es por ello, que una vez identificados los diferentes elementos que conforman la unión y sus distintas comprobaciones, la medición de los elementos soldados y otros elementos que conforman la unión son las siguientes:

Tabla 33. Mediciones de las soldaduras y otros elementos de unión

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
410.0	En taller	En ángulo	4	2707
			6	1024
	En el lugar de montaje	En ángulo	4	1189
			6	592
Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	4	380x85x14	14.21
			Total	14.21

6.2.2 Unión pilarillo-dintel

La vista de la unión, y el detalle geométrico de esta y la soldadura son:

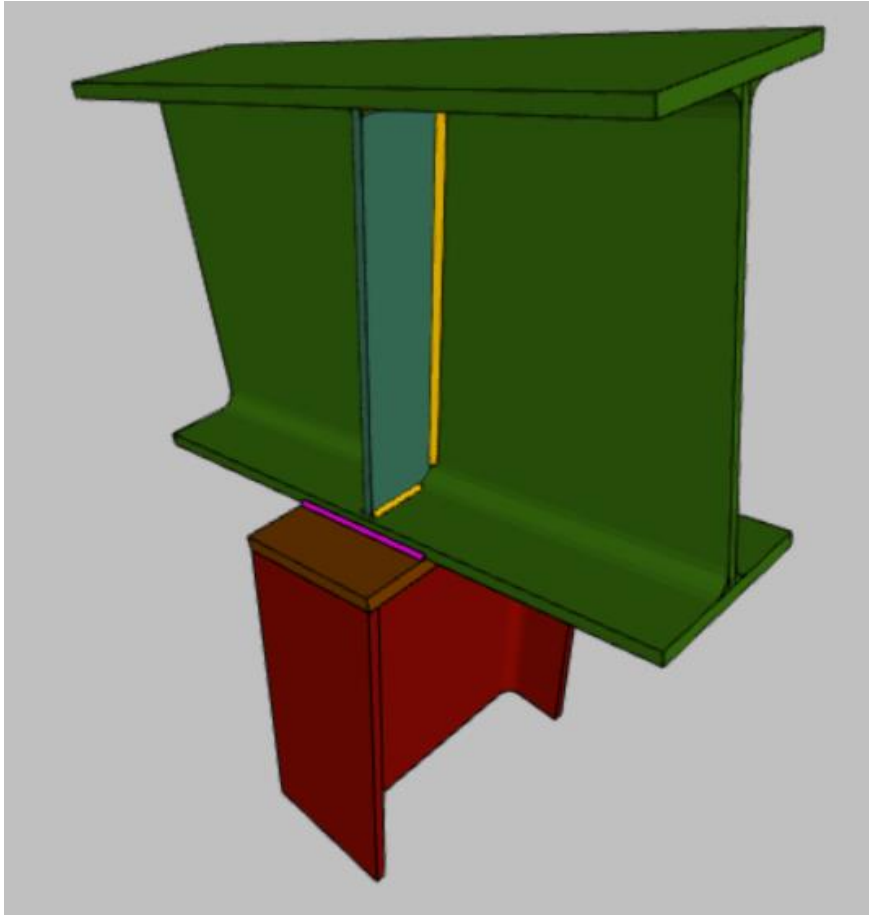


Figura 67. Unión Pilarillo-Dintel

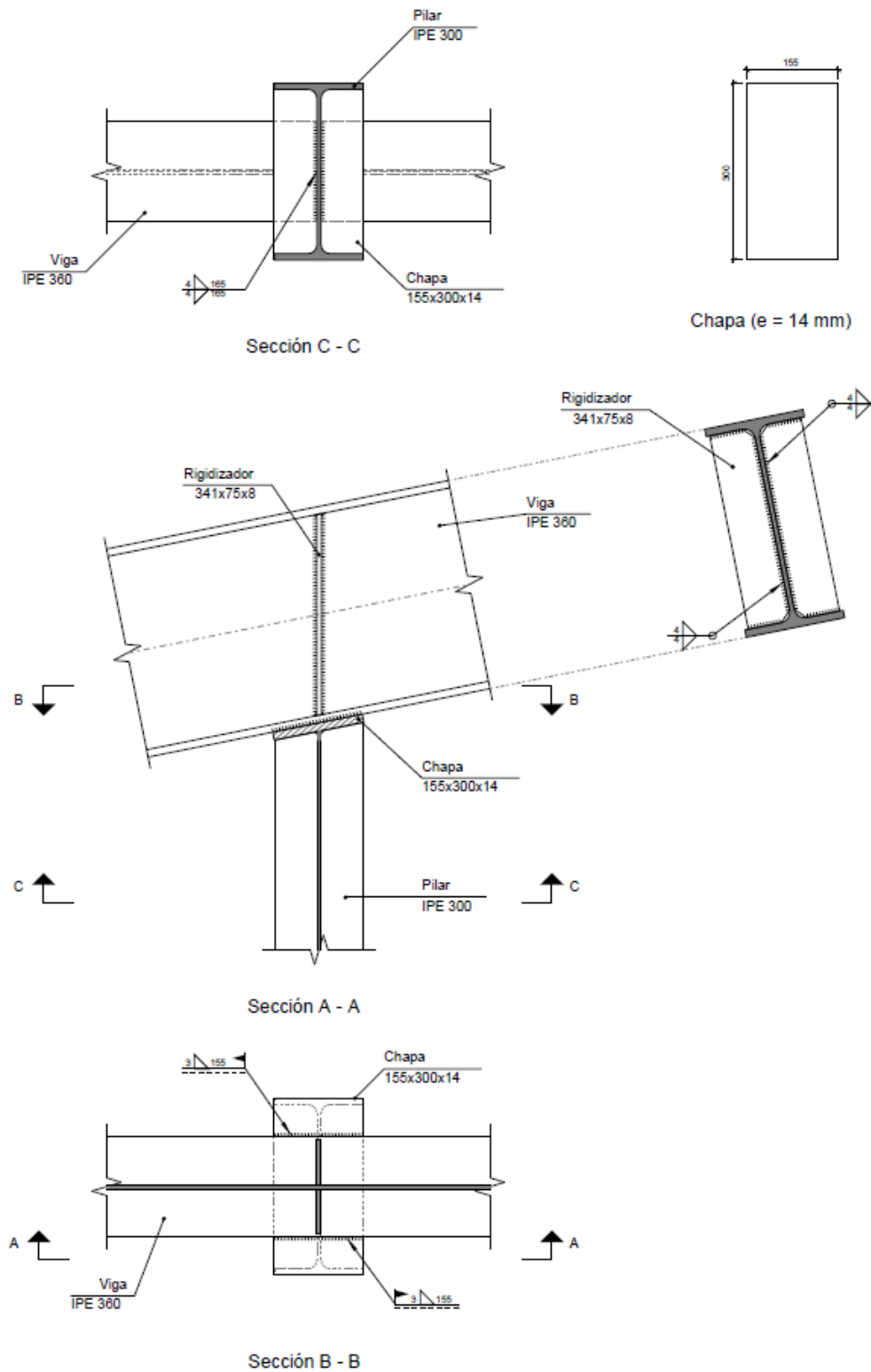
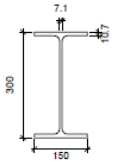
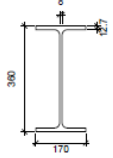
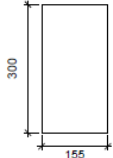
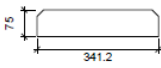


Figura 68. Detalle unión Pilarillo-Dintel

En las siguientes tablas se mostrarán la descripción de los diferentes componentes que forman dicha unión.

Tabla 34. Descripción de los perfiles y otros elementos de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	IPE 300		300	150	10.7	7.1	S275	275.0	410.0
Viga	IPE 360		360	170	12.7	8	S275	275.0	410.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal		155	300	14	S275	275.0	410.0
Rigidizador		341.2	75	8	S275	275.0	410.0

Tras desarrollar las comprobaciones propuestas en este capítulo a los elementos barra que forman parte de la unión, a los elementos complementarios que son parte de esta y a los cordones de soldadura necesarios para ella. Estas comprobaciones se podrán observar en las siguientes tablas:

Tabla 35. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión en la viga IPE 360

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Rigidizadores	Cortante	kN	21.65	403.10	5.37
	Tracción	kN	21.65	140.38	15.43

Tabla 36. Comprobaciones geométricas del cordón de soldadura asociadas al IPE 360

Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)				
Soldadura del rigidizador al alma	En ángulo	4	305	8.0	90.00				
Soldadura del rigidizador a las alas	En ángulo	4	53	8.0	78.69				
Soldadura de la chapa a los bordes exteriores del ala	En ángulo	3	300	12.7	90.00				
<i>a: Espesor garganta</i> <i>l: Longitud efectiva</i> <i>t: Espesor de piezas</i>									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador al alma	0.0	0.0	8.9	15.4	3.98	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del rigidizador a las alas	La comprobación no procede.							410.0	0.85
Soldadura de la chapa a los bordes exteriores del ala	15.8	15.8	2.1	31.8	8.24	15.8	4.81	410.0	0.85

Tabla 37. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión en el pilarillo IPE 300

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tensiones combinadas	--	--	--	12.94
Alma	Pandeo local	N/mm ²	24.38	261.90	9.31

Tabla 38. Comprobaciones geométricas del cordón de soldadura asociadas al IPE 300

Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)				
Soldadura del alma	En ángulo	4	165	7.2	78.69				
<i>a: Espesor garganta</i> <i>l: Longitud efectiva</i> <i>t: Espesor de piezas</i>									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del alma	10.5	19.7	7.4	37.9	9.82	19.7	5.99	410.0	0.85

Es por ello, que una vez identificados los diferentes elementos que conforman la unión y sus distintas comprobaciones, la medición de los elementos soldados y otros elementos que conforman la unión son las siguientes:

Tabla 39. Mediciones de las soldaduras y otros elementos de la unión pilarillo-dintel

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
410.0	En taller	En ángulo	4	2007
	En el lugar de montaje	En ángulo	3	310

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	2	341x75x8	3.21
	Chapas	1	155x300x14	5.11
	Total			8.32

6.2.3 Unión entre dinteles

La vista de la unión, junto con el detalle geométrico de esta y su soldadura son los siguientes:

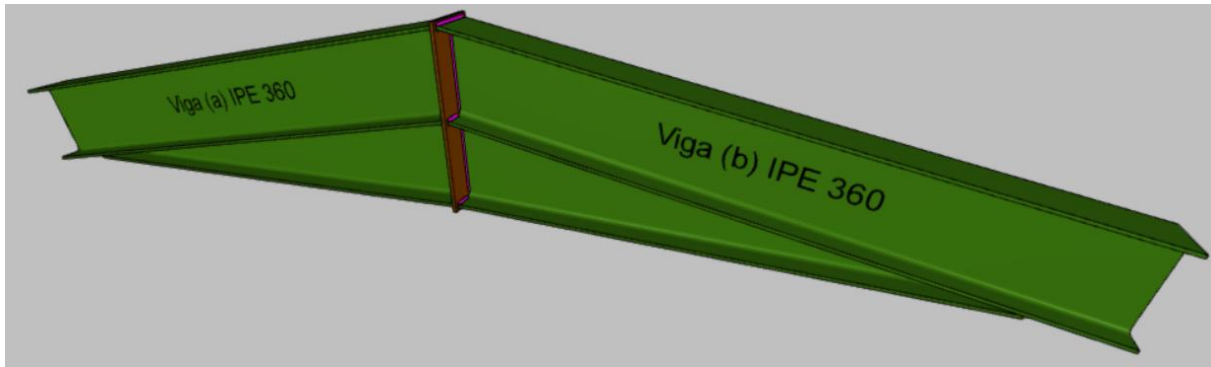


Figura 69. Unión Dintel-Dintel

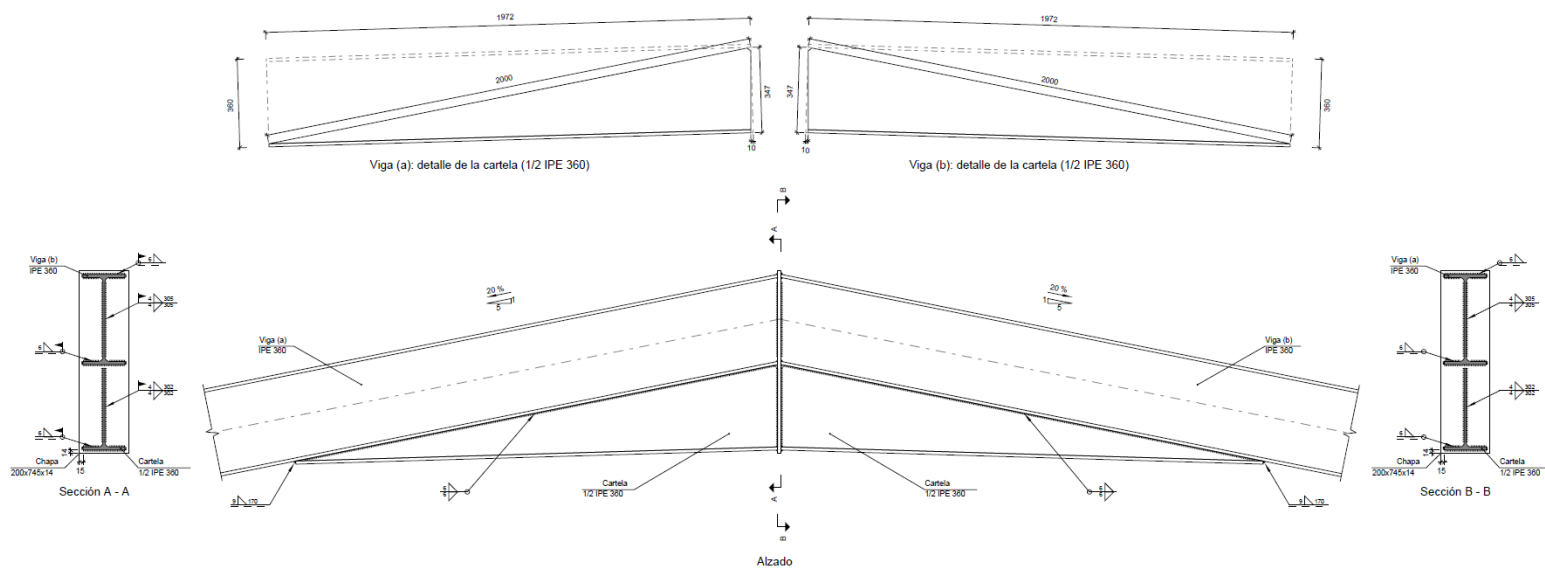


Figura 70. Detalle unión Dintel-Dintel

En las siguientes tablas se mostrarán la descripción de los diferentes componentes que forman dicha unión.

Tabla 40. Descripción perfiles de la unión

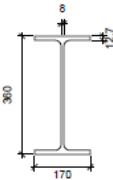
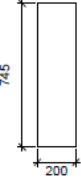
Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Viga	IPE 360		360	170	12.7	8	S275	275.0	410.0

Tabla 41. Descripción de otros elementos de la unión

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal		200	745	14	S275	275.0	410.0

Se han desarrollado las comprobaciones propuestas en este capítulo a los elementos barra que forman parte de la unión, a los elementos complementarios que son parte de esta y a los cordones de soldadura necesarios para ella. Estas comprobaciones se podrán observar en las siguientes tablas:

Tabla 42. Comprobaciones de resistencia de los componentes de la unión del dintel IPE 360

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Cargas concentradas en el alma	kN	26.80	315.31	8.50

Tabla 43. Comprobaciones geométricas del cordón de soldadura asociada al IPE 360

Comprobaciones geométricas					
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (grados)
Soldadura del ala superior	En ángulo	6	170	12.7	78.69
Soldadura del alma	En ángulo	4	305	8.0	90.00
Soldadura del ala inferior	En ángulo	6	170	12.7	78.69
Soldadura del alma de la cartela	En ángulo	4	317	8.0	90.00
Soldadura del ala de la cartela	En ángulo	6	170	12.7	88.32
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	En ángulo	6	2000	8.0	90.00
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	En ángulo	9	170	12.7	80.37
<i>a: Espesor garganta</i> <i>l: Longitud efectiva</i> <i>t: Espesor de piezas</i>					

Tabla 44. Comprobaciones de resistencia del cordón de soldadura asociada al IPE 360

Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (N/mm ²)	β_w
	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\parallel} (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	40.4	49.3	0.3	94.5	24.49	46.9	14.30	410.0	0.85
Soldadura del alma	41.0	41.0	1.1	82.0	21.25	41.0	12.49	410.0	0.85
Soldadura del ala inferior	5.6	6.9	0.4	13.2	3.41	5.6	1.71	410.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela	35.3	35.3	1.1	70.7	18.32	35.3	10.77	410.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela	40.0	38.8	0.0	78.2	20.26	40.0	12.18	410.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	0.0	0.0	2.0	3.4	0.88	0.0	0.00	410.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	La comprobación no procede.							410.0	0.85

Tabla 45. Comprobación de resistencia de la chapa frontal

Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.00
Deformación admisible	mRad	--	2	0.00

Es por ello, que una vez identificados los diferentes elementos que conforman la unión y sus distintas comprobaciones, la medición de los elementos soldados y otros elementos que conforman la unión son las siguientes:

Tabla 46. Mediciones de las soldaduras y otros elementos de la unión dintel-dintel

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
410.0	En taller	En ángulo	4	1212
			6	8880
			9	340
	En el lugar de montaje	En ángulo	4	1212
			6	940

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Chapas	1	200x745x14	16.38
			Total	16.38

6.2.4 Unión de los tirantes

La vista de la unión, junto con el detalle geométrico de esta y su soldadura son los siguientes:

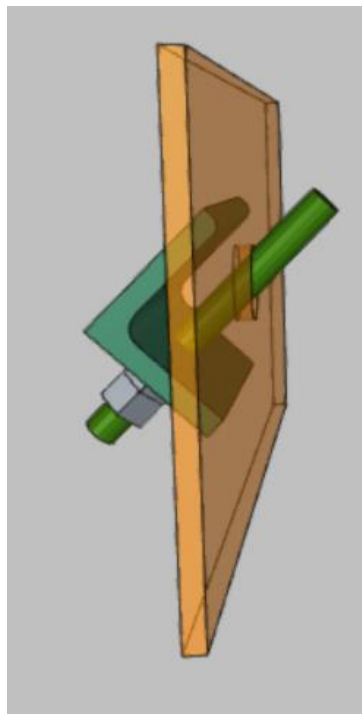


Figura 71. Uniones tirantes

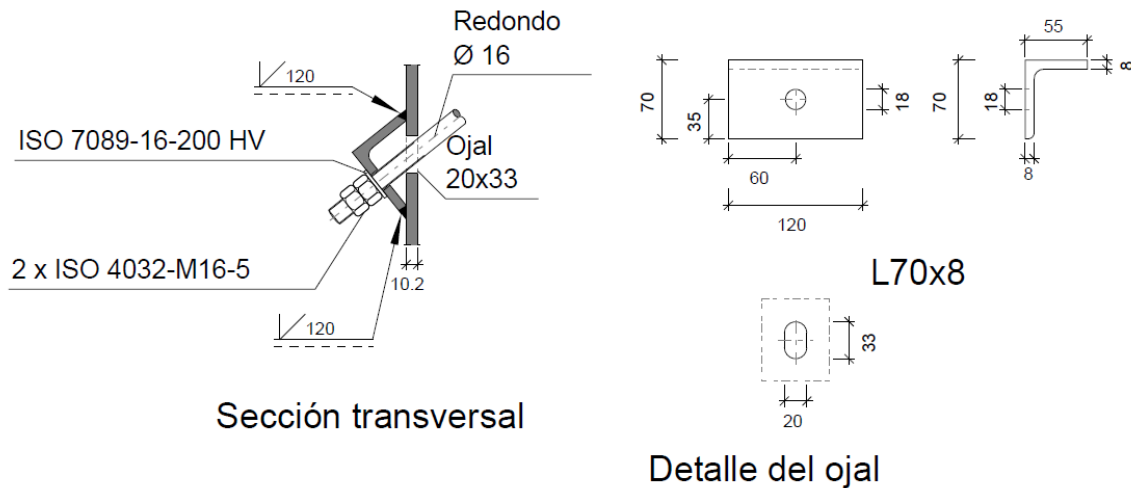


Figura 72. Detalle de las uniones de los tirantes

En las siguientes tablas se mostrarán la comprobación del elemento L70x8 que forma dicha unión.

Tabla 47. Comprobación de resistencia del elemento L70x8

Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Cortante de la sección transversal	kN	16.40	123.39	13.29
Flector	--	--	--	69.87

Tabla 48. Comprobaciones geométricas y de resistencia del cordón de soldadura respecto a la unión de los tirantes

Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo		Preparación de bordes (mm)		l (mm)				
Soldaduras a tope del angular a la pieza	A tope en bisel simple		8		120				
<i>l: Longitud efectiva</i>									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (N/mm ²)	β _w
	σ _⊥ (N/mm ²)	τ _⊥ (N/mm ²)	τ _∥ (N/mm ²)	Valor (N/mm ²)	Aprov. (%)	σ _⊥ (N/mm ²)	Aprov. (%)		
Soldaduras a tope del angular a la pieza	La comprobación no procede.							410.0	0.85

Una vez identificados los diferentes elementos que conforman la unión y sus distintas comprobaciones, la medición de los elementos soldados y otros elementos que conforman la unión son las siguientes:

Tabla 49. Mediciones de soldadura y otros elementos de unión

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
410.0	En taller	A tope en bisel simple	8	240

Angulares				
Material	Tipo	Descripción (mm)	Longitud (mm)	Peso (kg)
S275	Anclajes de tirantes	L70x8	120	0.99
	Total			0.99

Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tuercas	Clase 5	2	ISO 4032-M16
Arandelas	Dureza 200 HV	1	ISO 7089-16

6.3 Placas de anclaje

La estructura de acero se apoya sobre el terreno mediante la cimentación. La cimentación se ha diseñado para que el hormigón y el terreno no supere su tensión máxima admisible.

Además, es necesaria una unión entre los pilares de acero y la cimentación de hormigón armado; el sistema de apoyo entre el acero y hormigón son las placas de anclaje. Estas placas son necesarias en este tipo de estructuras, ya que el hormigón dispone de menores prestaciones en cuanto a soporta el nivel de tensiones admisibles si se compara con el acero. Esto hace indispensable que la transmisión de esfuerzos se lleve a cabo por medio de estas placas.

El cálculo de las placas de anclaje vendrá influenciado por los esfuerzos a los que está sometidos el pilar en cuestión en el empotramiento, las dimensiones y el tipo del hormigón armado de las zapatas de cimentación o el empleo de morteros de nivelación.

En el caso de estudio, se conocen tanto la cimentación empleada, como los esfuerzos y dimensionado de todos los pilares; por ello, gracias al manejo del *Software*, se han diseñado dichas placas de anclaje en función de todos estos aspectos.

En este apartado se va a plantear el dimensionado de las placas de anclaje, los elementos que la conforman y posteriormente las comprobaciones realizadas para demostrar el correcto comportamiento de las placas.

Como se tendrá una gran variedad de estos elementos, con diferentes geometrías en función de los esfuerzos que deberán soportar, se expondrá únicamente aquella placa de anclaje para que la que está sometida a los esfuerzos más solicitantes.

Esta situación sucede para el pilar esquina izquierdo trasero, IPE 500, cuyos esfuerzos máximos son los siguientes:

- $M_{y,Ed}$: -91,13 KN·m para $0.8 \cdot PP + 1.05 \cdot B_{\text{Forjado}}(B) + 1.5 \cdot V(0^\circ)H4 + 0.75 \cdot N(R)2$.
- $M_{z,Ed}$: -39,13 KN.m para $0.8 \cdot PP + 1.5 \cdot V(90^\circ)H2$.
- N_{Ed} : -34,87 KN para $1.35 \cdot PP + 1.05 \cdot B_{\text{Forjado}}(B) + 1.5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0.75 \cdot N(EI)$
- $V_{y,Ed}$: 24,09 KN para $1.35 \cdot PP + 1.5 \cdot V(0^\circ)H3 + 0.75 \cdot N(EI)$
- $V_{z,Ed}$: 25,66 KN para $0.8 \cdot PP + 1.5 \cdot V(0^\circ)H4 + 0.75 \cdot N(R)2$
- La combinación de $M_{y,Ed}$: 76,16 KN·m, $M_{z,Ed}$: -39,15 KN·m y N_{Ed} : 6,03 KN para $1.35 \cdot PP + 1.05 \cdot B_{\text{Forjado}}(B) + 1.5 \cdot V(0^\circ)H3 + 0.75 \cdot N(R)2$

6.3.1 Descripción de la placa de anclaje

En primer lugar, se va a recordar la cimentación elegida para el pilar; para posteriormente exponer la placa de anclaje diseñada: los elementos que la conforman, geometría y otras propiedades.

La zapata a la que une el pilar por medio de la placa de anclaje presenta las siguientes características:

- Hormigón Armado: HA-25, con armado de acero corrugado B 500 S
- Armado superior: X: 10-D12 / 30 – Y: 6-D12 / 30
- Armado inferior: X: 16-D12 / 20 – Y: 10-D12 / 20
- Geometría: zapata rectangular aislada: 200x320x60 cm
- Tensión admisible en situaciones persistentes: 0,2 MPa

Conocidos estos datos generales de la zapata estudiada, y conocidos los esfuerzos y características del pilar; la placa de anclaje diseñada para este caso es la siguiente:

- La placa base, tiene una geometría de $a \times b \times t = 350 \times 650 \times 22$ mm, con un total de 8 taladros. Dichos taladros presentan un diámetro exterior de D_{ext} : 36mm y un diámetro interior de D_{int} : 22mm, con 8 mm de bisel. La placa está hecha de acero S275 con un límite elástico de 275MPa y una resistencia última a la tracción de 410 MPa. La placa en total pesaría 39,29 Kg.
- Los pernos de anclaje, de acero corrugado B 400 S, de límite elástico de 400MPa y una resistencia última a la tracción de 440 MPa son un total de 8, de $\varnothing 20$ mm de diámetro nominal (d_0) y 500 mm de largo con terminación de gancho a 180° .
- También se empleará una capa de mortero de nivelación de 20 mm de espesor entre la placa base y la zapata.

Además, la unión propiamente dicha del pilar a la placa de anclaje se lleva a cabo mediante soldaduras de igual forma que se expuso en los capítulos anteriores, por lo que habría que desarrollar las mismas comprobaciones respecto a los cordones de soldadura que se han visto.

Finalmente, se va a exponer la vista en 3D de la placa de anclaje que se está estudiando, así como su plano de despiece. (Figura 73 y Figura 74 respectivamente)

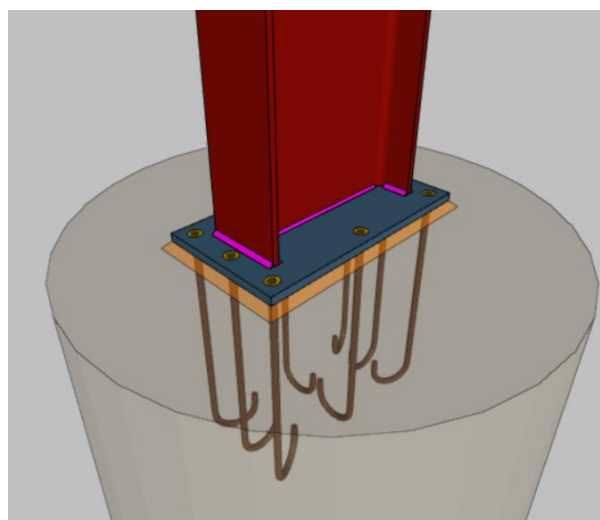


Figura 73. Vista 3D de la placa de anclaje diseñada para el pilar IPE 500

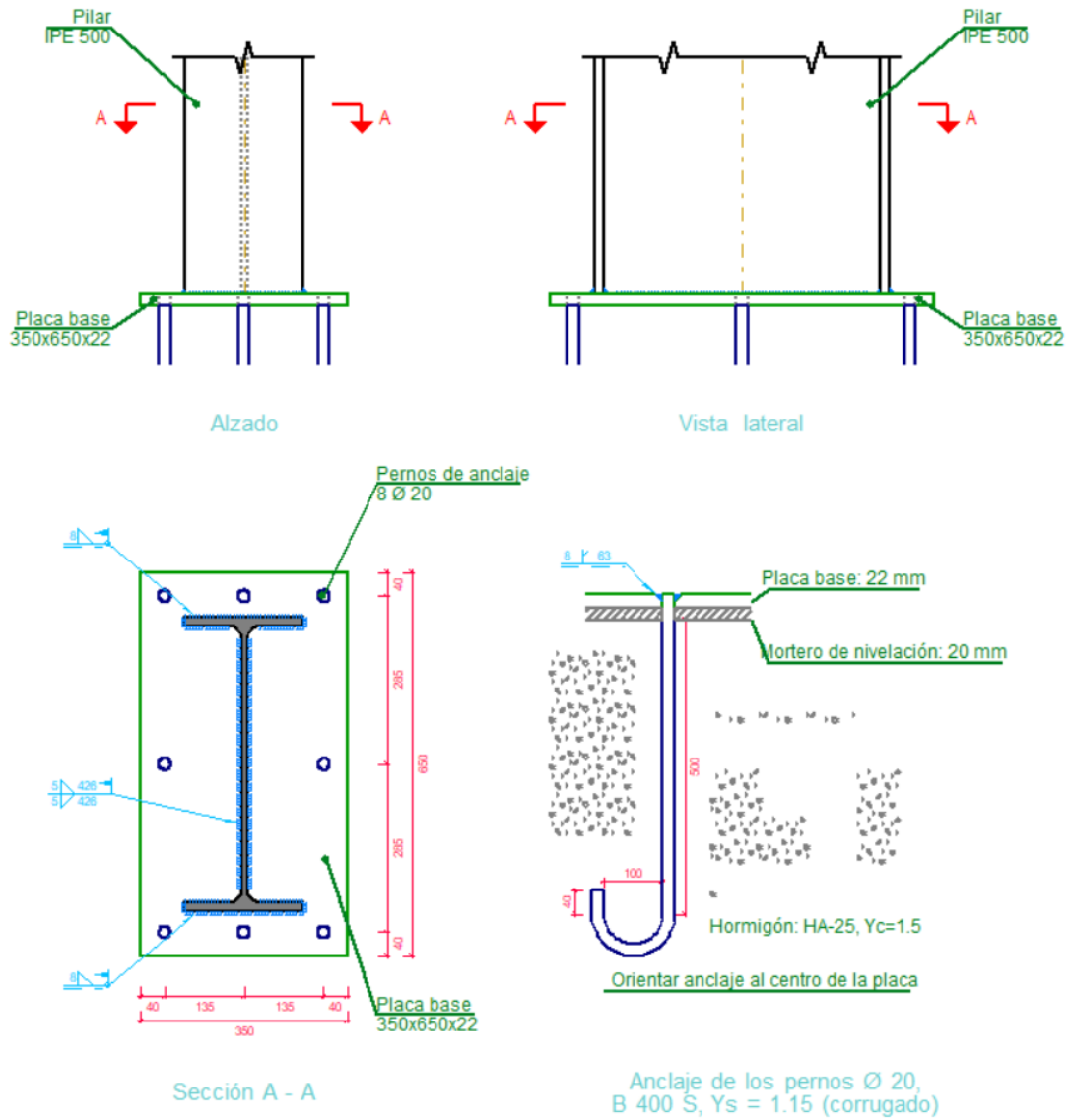


Figura 74. Despiece de la placa de anclaje diseñada para el pilar IPE 500

6.3.2 Comprobaciones y cálculo de la placa de anclaje

Se han de realizar diferentes comprobaciones con el fin de comprobar la correcta labor de la placa de anclaje para transmitir los esfuerzos a la cimentación; además de las comprobaciones de resistencia necesarias para evitar la rotura de dicha placa

a) Comprobaciones a resistencia de la placa de anclaje

Se desarrollarán las comprobaciones que proponen el CTE-DB-SE-A, con el apoyo de la normativas para el hormigón: Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) y CTE-DB-SE-C para la facilitación del cálculo de alguno de los parámetros imprescindibles para realizar dichas comprobaciones.

- Transmisión de esfuerzos de compresión

Los esfuerzos de compresión generadas por el momento flector y el axil a compresión, los cuales son soportados por pilares, se han de repartir de manera uniforme a la cimentación por medio de las placas de anclaje; por ello, estos elementos de unión deben ser capaces de ser resistentes respecto a estos esfuerzos.

Las zonas comprimidas de la placa de anclaje, con resistencia $F_{c,Rd}$, no deben superar un esfuerzo axil de compresión N_{Ed} .

$$N_{Ed} \leq F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot A_0$$

Siendo,

- f_{jd} : resistencia del hormigón
- A_0 : Superficie máxima de reparto a compresión

Estos valores se obtienen de las siguientes expresiones.

$$f_{jd} = \frac{F_{Rdu}}{A'_0} \quad A_0 = 2 \cdot A_{r1} + A_{r2}$$

F_{Rdu} es la máxima fuerza de compresión que podría actuar sobre el hormigón, mientras que A'_0 es aquella superficie en la que se aplica la fuerza, o lo que es lo mismo, la superficie de la base de la placa de anclajes. Se procederá a obtener estos valores mediante los siguientes cálculos.

$$F_{Rdu} = A_{c1} \cdot f_{3cd}$$

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \cdot f_{cd}$$

Aunque es necesario emplear nuevos parámetros, estos son más sencillos de calcular, ya que A_c hace referencia al área de la zapata, A_{c1} a la superficie de la placa de anclaje, o lo que es igual a A'_0 y f_{cd} es la resistencia a cálculo del hormigón, que se puede obtener rápidamente a partir de la resistencia del hormigón HA-25.

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ MPa}}{\gamma_c} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}$$

$$A_{c1} = A'_0 = 350 \text{ mm} \cdot 650 \text{ mm} = 227500 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 2600 \text{ mm} \cdot 2600 \text{ mm} = 6760000 \text{ mm}^2$$

Con lo que ya se podría obtener la resistencia del hormigón a compresión f_{jd}

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{6760000}{227500}} \cdot 16,7 = 91,03 \text{ MPa}$$

$$F_{Rdu} = 227500 \text{ mm}^2 \cdot 91,03 \text{ MPa} = 20709325 \text{ N} = 20709,33 \text{ KN}$$

$$f_{jd} = \frac{F_{Rdu}}{A'_0} = \frac{20709,33 \text{ KN}}{0,2275 \text{ m}^2} = 91030 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Por otro lado, la superficie A_0 viene delimitada por líneas paralelas a las caras del perfil, en este caso IPE 500, dadas a una distancia c . Con los datos geométricos del perfil ya conocidos, y la obtención de la distancia C , se podrá obtener el valor de la superficie de reparto máxima a compresión.

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 22 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{275000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}}{3 \cdot 91030 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1,05}} = 21,54 \text{ mm}$$

Este parámetro, y las áreas que conforman la superficie de máximo reparto a compresión se podrán observar para una mejor comprensión en la figura

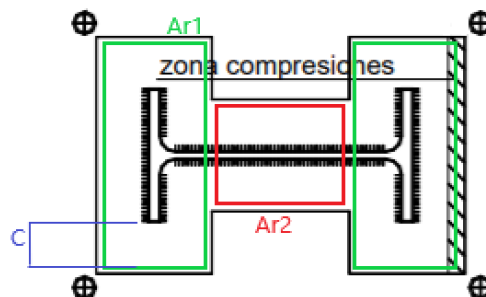


Figura 75. Superficies de reparto máximo a compresión

$$A_{r1} = (t_f + 2 \cdot c) \cdot (b + 2 \cdot c) = (16 + 2 \cdot 21,54) \cdot (200 + 2 \cdot 21,54) = 14361,17 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{r2} &= (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot c) \cdot (t_w + 2 \cdot c) = \\ &= (500 - 2 \cdot 16 - 2 \cdot 21,54) \cdot (10,2 + 2 \cdot 21,54) = 22639,74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_0 = 2 \cdot A_{r1} + A_{r2} = 51362,08 \text{ mm}^2 = 5,136 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Conocidos todos los valores, se puede plantear la expresión de la comprobación

$$N_{Ed} \leq F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot A_0$$

$$34,87 \text{ KN} \leq 91030 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 5,136 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 = 4675,3 \text{ KN}$$

Se cumple de forma amplia la comprobación, debido principalmente a que este tipo de problemas sobre el hormigón tratan del diseño por flexión dominante, por lo contrario, el axil de compresión es mucho menor si se quisiera comparar con el momento flector que se ha de transmitir.

- Axil generado por los pernos, Z_c

Se ha de determinar el axil que produce los pernos sobre la base de la placa de anclaje.

Para ello, en primer lugar, se ha conocer cuál es el problema que se está estudiando, si el esfuerzo más importante, el dominante, es el de flexión o el axil. Con lo resultados obtenidos en el apartado anterior, se ha podido deducir que se trata de un problema de flexión dominante, pero, en cualquier caso, se va a comprobar, comparando la excentricidad del problema con la excentricidad máxima para considerar como problema de compresión dominante.

Se va a analizar si el punto de aplicación dominante de la carga externa está dentro del núcleo central, de forma rectangular (Figura 76) de la sección o no. Si fuera así, la excentricidad máxima sería mayor a la excentricidad del problema, y se trataría de un problema de compresión dominante. Por el contrario, si fuese mayor la excentricidad del problema es que el problema es de flexión dominante, por lo que el punto de aplicación de la carga estaría fuera del núcleo de la sección.

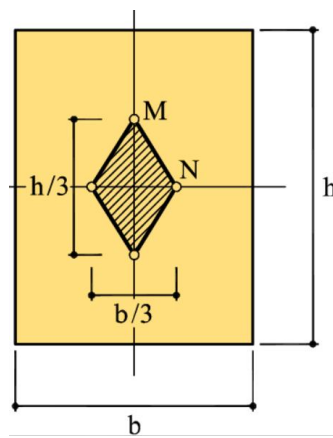


Figura 76. Núcleo central área sección

Por ello, la excentricidad del problema se obtiene como el cociente entre la flexión y el axil de compresión que deberá transmitir, y es el mismo que soporta en la base del pilar.

$$ex_p = \frac{91,13 \text{ KN} \cdot \text{m}}{34,87 \text{ KN}} = 2,61 \text{ m}$$

Si el área reflejada en la anterior figura es área de la zona de compresión anteriormente reflejada, la distancia h se obtendrá

$$h = 500 + 2 \cdot 21,54 \text{ mm} = 543,05 \text{ mm}$$

Por lo que la excentricidad máxima a compresión se obtendría

$$ex_{max} = \frac{h/3}{2} = 90,508 \text{ mm} = 0,0905m$$

La excentricidad máxima para tratar al problema como compresión dominante es muy inferior a la excentricidad de la carga que se aplica al problema, por lo que, de forma correcta se puede afirmar el tratamiento de un problema de flexión dominante.

Para los casos de flexión dominante, como se puede observar en la Figura 77, los pernos de uno de los lados de la placa de anclaje trabajarían a tracción, mientras que los del otro lado trabajan a compresión.

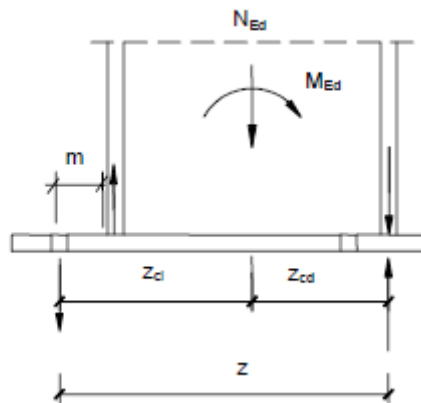


Figura 77. Flexión dominante [6]

Con la ayuda de la figura anterior, se planteará el equilibrio de fuerzas y momentos sobre la placa de anclaje, con el fin de obtener la distribución de esfuerzos en dicho elemento de unión, y con ello, el axil que generan los pernos del anclaje, Z_c . Para conocer dichos esfuerzos, es primero necesario conocer una serie de parámetros y distancias referidas a la placa de anclaje. Estas se muestran en la Figura 78.

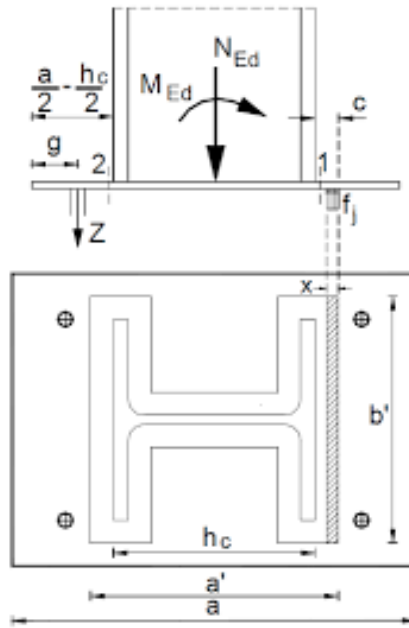


Figura 78. Distancias influyentes en las ecuaciones de equilibrio para flexión dominante [18]

Será necesario conocer la distancia g , entre el perno y el extremo de la base; y el valor de b' es la longitud del ala del perfil más dos veces el valor de c , es decir la distancia del área de compresión.

Con todo ello, las ecuaciones de equilibrio estático, para el caso de flexión dominante, son las que se muestran a continuación:

$$\sum F_v = 0 \quad N_{Ed} + Z_c - f_{jd} \cdot x \cdot b'$$

$$6030 \text{ N} + Z_c - 91,03 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot x \cdot (200 + 2 \cdot 21,54) \text{ mm}$$

$$Z_c + 6030 - 22127,57 \cdot x = 0$$

$$\sum M_z = 0 \quad M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g\right) - f_{jd} \cdot x \cdot b' \cdot \left(\frac{a}{2} - g + h_c + c - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$7616 \cdot 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm} + 6030 \text{ N} \cdot \left(\frac{650}{2} - 40\right) \text{ mm} - 91,03 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot x \cdot (200 + 2 \cdot 21,54) \text{ mm}$$

$$\cdot \left(\frac{650}{2} - 40 + 500 + 21,54 - \frac{x}{2}\right) \text{ mm} = 0$$

$$77878550 - 22127,57 \cdot x \cdot \left(806,54 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones, se obtiene que para un valor de $x=8,824$ mm, el axil generado por los pernos de tracción son $Z_c=189223,67$ N= $189,22$ KN

- Transmisión de esfuerzos de flexión

Se deberá comprobar si el momento flector generado en el vínculo de la placa con las alas del perfil, al existir una distribución de esfuerzos cortantes en esa zona, es menor que al momento plástico resistente de la placa.

$$M'_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}}$$

M'_{Ed} será el momento máximo al que está sometido la base de la placa producido por los entronques que presenta dicha placa de anclaje con el perfil; este momento se obtendrán de las siguientes expresiones, las cuales no vienen en el CTE si no que tienen un valor más experimental. [19]

$$M'_{Ed} = \frac{\max(M_{1,Ed}; M_{2,Ed})}{b'}$$

$$M_{1,Ed} = b' \cdot f_{jd} \cdot x \cdot \left(c - \frac{x}{2}\right) =$$

$$= (200 + 2 \cdot 21,54)mm \cdot 91,03 \frac{N}{mm^2} \cdot 8,824 mm \cdot \left(21,54 - \frac{8,824}{2}\right)mm$$

$$M_{1,Ed} = 3344305,35 N \cdot mm = 3,344 KN \cdot m$$

$$M_{2,Ed} = Z_c \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_c}{2} - g\right) = 189,22 KN \cdot \left(\frac{650}{2} - \frac{500}{2} - 40\right)mm$$

$$M_{2,Ed} = 6622,7 KN \cdot mm = 6,623 KN \cdot m$$

$$M'_{Ed} = \frac{\max(M_{1,Ed}; M_{2,Ed})}{b'} = \frac{6,623 KN \cdot m}{(200 + 2 \cdot 21,54) \cdot 10^{-3} m} = 27,246 \frac{KN \cdot m}{m}$$

Por otro lado, el momento flector resistente de la base de la placa será el siguiente

$$M_{pl,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{4 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(22 \cdot 10^{-3})^2 m^2 \cdot 275000 \frac{KN}{m^2}}{4 \cdot 1,05} = 31,69 \frac{KN \cdot m}{m}$$

Una vez calculado el momento resistente, se podrá realizar la comprobación en cuanto a la transmisión de esfuerzos de flexión para la base de la placa de anclaje.

$$M'_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

$$27,246 \frac{KN \cdot m}{m} \leq 31,69 \frac{KN \cdot m}{m}$$

Lo que cumpliría la condición, y no habría problemas respecto a la flexión en la placa.

b) Comprobaciones conexión placas-pernos con el hormigón

Se van a desarrollar las comprobaciones esenciales para la conexión con las zapatas de hormigón mediante la unión atornillada de los pernos de anclaje.

Además de los datos conocidos de la geometría y elementos de la placa de anclaje, así como los esfuerzos a transmitir; es necesario obtener las distancias que existen entre los diferentes agujeros de la placa de la conexión atornillada. Estas distancias vienen dadas por el CTE-DB-SE-A como se muestra en la siguiente figura.

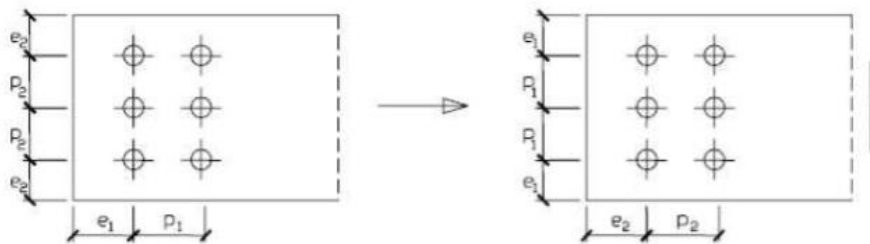


Figura 79. Distancia entre pernos [6]

Estas distancias son:

- Desde el centro de un agujero a borde contiguo, dirección del esfuerzo a transmitir el e_1 : 40 mm.
- Desde el centro de un agujero a borde contiguo, perpendicular al esfuerzo a transmitir e_2 : 40 mm.
- Distancia entre centros de agujeros contiguos, dirección del esfuerzo a transmitir p_1 : 135 mm.
- Distancia entre filas contiguas de tornillos, perpendicular al esfuerzo a transmitir p_2 : 285 mm.

A partir de dichos datos se realizarán las siguientes comprobaciones para el diseño.

- Resistencia al desgarro

El dimensionado de los extremos de una pieza que soporta un esfuerzo axial cumplirá si se cumple:

$$N_{Ed} \leq N_{ef,Rd} = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Siendo,

A_{nt} : Área neta de la zona sometida a tracción

A_{nv} : Área neta de la zona sometida a cortante

Estas áreas se reflejan en las siguientes expresiones:

$$A_{nt} = (p_2 - d_0) \cdot t = (285 - 20) \cdot 22 = 5830 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 2[(2 \cdot p_1 + e_1 - 2 \cdot d_0) \cdot t] = 2[(2 \cdot 135 + 40 - 2 \cdot 20) \cdot 22] = 11880 \text{ mm}^2$$

De ahí, se podrá obtener el valor de la resistencia de la placa al desgarro

$$N_{ef,Rd} = \frac{410000 \frac{KN}{m^2} \cdot 5,83 \cdot 10^{-3} m^2}{1,25} + \frac{275000 \frac{KN}{m^2} \cdot 11,88 \cdot 10^{-3} m^2}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 3708,62 \text{ KN}$$

La máxima carga a axil que va a soportar dicha placa es de 34,87KN por lo que se observa que se cumple holgadamente dicha condición.

$$34,87 \text{ KN} < 3708,62 \text{ KN}$$

- Resistencia a cortante y aplastamiento

En aquellas situaciones en la que los pernos están sobre solicitados en la dirección de su eje, por lo que podría provocar hendiduras y aplastarse contra la placa. Se debe comprobar que el esfuerzo en dicha dirección cumpla:

$$F_{v,Ed} \leq \min [F_{v,Rd}, F_{b,Rd}, F_{v2,Rd}]$$

Siendo:

- $F_{v,Rd}$: resistencia a cortante del tornillo
- $F_{b,Rd}$: resistencia a aplastamiento de la pieza en la zona contigua al tornillo
- $F_{v2,Rd}$: resistencia a cortante específica para pernos de anclaje.

Desarrollando una serie de simplificaciones, ya que se ha de tener en cuenta que la zona roscada de los pernos no es coincidente con el agujero de la placa, la resistencia a cortante en la sección transversal del tornillo es la siguiente:

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{(0,5 \cdot f_u \cdot A)}{\gamma_{M2}} = 1 \cdot \frac{0,5 \cdot 410000 \cdot 2,74 \cdot 10^{-4}}{1,25} = 44,94 \text{ KN}$$

Siendo

- n número de planos de corte, en este caso 1, entre la placa y la zapata
- f_u resistencia última del acero del tornillo.
- A área de la caña del tornillo A_d o el área resistente del tornillo A_s según se encuentren los planos de cortadura en el vástago o la parte roscada del tornillo respectivamente.

La resistencia a aplastamiento de la chapa que se une es la siguiente:

$$F_{b,Rd} = \frac{(2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d_0 \cdot t)}{\gamma_{M2}}$$

Siendo,

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min \left[\frac{44}{3 \cdot 20}; \frac{135}{3 \cdot 20} - \frac{1}{4}; \frac{440}{410}; 1 \right] = 0,73$$

Con lo que la resistencia de aplastamiento es la siguiente:

$$F_{b,Rd} = \frac{(2,5 \cdot 0,73 \cdot 440000 \cdot 20 \cdot 10^{-3} \cdot 22 \cdot 10^{-3})}{1,25} = 282,66 \text{ KN}$$

Por otro lado, al tratarse de un vínculo mediante pernos, la normativa de acero también sugiere desarrollar la siguiente comprobación:

$$F_{v2,Rd} = \frac{(\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A)}{\gamma_{M2}}$$

Obteniéndose el coeficiente α_b , como

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 \cdot f_{yb} = 0,44 - 0,0003 \cdot 500 = 0,29$$

$$F_{v2,Rd} = \frac{(0,29 \cdot 440000 \cdot 2,74 \cdot 10^{-4})}{1,25} = 27,97 \text{ KN}$$

Finalmente, se debe obtener el valor del esfuerzo cortante exterior de uno de los pernos. Al tratar una placa de anclajes con 8 pernos, en lo que todos ellos trabajan a cortadura.

Suponiendo que la carga aplicada se distribuye uniformemente sobre la placa, por lo que el reparto de esfuerzos sobre los pernos sea equitativo, se obtendrá:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{z,Ed}}{n^o} = \frac{25,66 \text{ KN}}{8} = 3,21 \text{ KN}$$

La comprobación de resistencia a cortante y aplastamiento resultaría

$$3,21 \leq \min [44,94; 282,66; 27,97]$$

Cumpliendo dicha condición.

- Resistencia a tracción y punzonamiento

En aquellas situaciones en las que los tornillos están solicitados en la dirección de su eje a esfuerzos de tracción. Se debe cumplir:

$$F_{t,Ed} \leq \min [F_{t,Rd}; F_{p,Rd}]$$

Donde $F_{t,Rd}$ es la resistencia a tracción del perno, mientras que $F_{p,Rd}$ es la resistencia a punzonamiento de la pieza bajo la tuerca, arandela o cabeza del perno.

La resistencia a tracción del tornillo se obtiene como:

$$F_{t,Rd} = \frac{(0,9 \cdot f_{ub} \cdot A)}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 440000 \cdot 2,74 \cdot 10^{-4}}{1,25} = 86,8 \text{ KN}$$

Por otro lado, la resistencia a punzonamiento de la placa bajo el perno sometido a tracción se calcula:

$$F_{p,Rd} = \frac{(0,6 \cdot \pi \cdot f_u \cdot t_p \cdot d_m)}{\gamma_{M2}}$$

Siendo:

t_p : espesor de la placa que se encuentra bajo el tornillo o la tuerca

d_m : menor valor de la distancia media entre vértices y caras de la cabeza del tornillo o la tuerca.

Conocido el valor del diámetro exterior del agujero y el diámetro nominal del perno, se podrá aproximar el valor de d_m .

$$d_m = \frac{d_{ext} + d_0}{2} = \frac{36 + 20}{2} = 28 \text{ mm}$$

$$F_{p,Rd} = \frac{(0,6 \cdot \pi \cdot 410000 \cdot 22 \cdot 10^{-3} \cdot 28 \cdot 10^{-3})}{1,25} = 380,85 \text{ KN}$$

Finalmente, se llevará a cabo la comprobación, teniendo en cuenta que el esfuerzo de tracción es Z_c y que se reparte de forma uniforme entre 3 de los 8 pernos que contiene la unión, en la parte de la placa en la que la flexión ejerce un esfuerzo de tracción:

$$\frac{189,22}{3} = 63,07 \text{ KN} \leq \min[86,8 ; 380,85] \text{ KN} = 86,8 \text{ KN}$$

Por lo que no se produciría el efecto de punzonamiento.

- Resistencia respecto a la interacción de esfuerzos cortantes y de tracción

Si los pernos están presentes a esfuerzos en dirección normal a su eje y a su vez a esfuerzos de tracción, además de satisfacer las condiciones individuales para cada tipo de esfuerzo, debe cumplir la siguiente condición:

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

$$\frac{3,21}{27,97} + \frac{63,07}{1,4 \cdot 86,8} = 0,634 \leq 1$$

Por lo que lo que quedaría comprobada su validez.

- Resistencia a deslizamiento

Para el caso de pernos de alta resistencia, la normativa obliga a apretar dichos pernos hasta obtener una tracción en el vástago del 70% de su resistencia a tracción. La expresión para el pretensado del perno es la siguiente:

$$N_0 = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 440000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 2,74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 84,39 \text{ KN}$$

En estos casos, en la que la placa de anclaje está sometida a un esfuerzo axial la cual también genera un esfuerzo a tracción en los pernos, es necesario desarrollar la comprobación adecuada para el deslizamiento.

$$\frac{V_{y,Ed}}{n_{pern.}^{\circ}} \leq F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot (N_0 - 0,8 \cdot F_{t,Ed})$$

K_s es un parámetro que dependerá del tipo de agujeros que se emplean en la placa, en este caso al ser agujeros pasantes normales, tendrá el valor de la unidad.

μ es el coeficiente de rozamiento entre la base de acero de la placa de anclaje y el hormigón armado. Para el caso más desfavorable, el CTE-DB-SE-C indica tomar el valor de 0,15-0,25.

Con todo ello se puede realizar la comprobación para el deslizamiento de la placa.

$$\frac{25,66 \text{ KN}}{8} \leq \frac{1 \cdot 0,2}{1,25} \cdot (84,39 - 0,8 \cdot 63,07)$$

$$3,208 \text{ KN} \leq 5,429 \text{ KN}$$

Por lo que cumpliría la condición sobre el deslizamiento de la placa.

El diseño que se ha propuesto de la placa de anclaje para el pilar esquina IPE 500, como se ha desarrollado, cumple todas las comprobaciones establecidas por el CTE-DB-SE-A conjuntamente con el CTE-DB-SE-C y EHE-08.

Capítulo 7. Cimentación

7.1 Introducción al cálculo

Se va a desarrollar las principales comprobaciones referidas a las zapatas aisladas y a la viga de atado que forman la cimentación de la estructura diseñada. Como ya se ha visto en capítulos anteriores, se han definido tres tipos diferentes de zapatas aisladas con el fin de unificar la cimentación en torno a los diferentes pilares y esfuerzos que hay en la estructura, ya que coherentemente no es lo habitual colocar una zapata de distinta tipología para cada pilar y situación.

Por ello, las diferentes zapatas que se emplearán en la estructura, de hormigón armado HA-25, $Y_c=1,5$ con acero corrugado B 500, $Y_s=1,15$, son las siguientes:

- Pilares hastiales fachada traseros: zapatas rectangulares 245x360x80
- Pilares hastiales fachada delanteros: zapatas rectangulares 85x100x80
- Pilares centrales: zapatas rectangulares 285x410x90
- Pilares interiores: zapatas rectangulares 70x80x50
- Pilares esquina: zapatas rectangulares 200x320x60

Además, se emplea una viga de cimentación centradora VC.S-1 40x50, con el fin de minimizar los deslizamientos sobre el terreno de las zapatas.

Se va a estudiar el elemento zapata de la cimentación, de acuerdo con el cumplimiento de los Estados Límites Últimos, de la zapata cuadrada del pilar esquina IPE 500 que se viene estudiando más profundamente.

Se ha de tener en cuenta que se tomarán los valores de los esfuerzos transmitidos desde dicho pilar a la cimentación, para el dimensionamiento de la zapata, para que la estructura no sufra pérdida de la capacidad portante del terreno de apoyo de la cimentación por hundimiento, deslizamiento y vuelco.

También, respecto a los Estados Límite de Servicio, se deben evitar los movimientos excesivos de la cimentación, principalmente los asientos producidos por los hundimientos, que podrían llegar a inducir esfuerzos y deformaciones anormales en el resto de la estructura que apoya en ello; e incluso que afecten a la apariencia, confort o estética de la nave.

Por ello, siguiendo las directrices que se marcan en el artículo 2.4 del CTE-DB-SE-C, las verificaciones que se han de desarrollar son las siguientes.

➤ Verificación de la estabilidad

El equilibrio de la cimentación, la estabilidad al vuelco o frente a la subpresión, quedará verificada si para el dimensionado, se cumple la siguiente condición.

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

Es decir, el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadores deberá ser menor que el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadores.

➤ Verificación de la resistencia

Los cálculos relativos a la resistencia local del terreno tienen como objetivo asegurar la estabilidad de la cimentación frente al hundimiento y deslizamiento.

También, los cálculos relativos a la resistencia global del terreno, o estabilidad global, tienen como objetivo asegurar la estabilidad de las zapatas frente a posibles deslizamientos.

La resistencia local o global quedará asegurada si se cumpliera la siguiente condición.

$$E_d \leq R_d$$

Siendo,

- E_d el valor de cálculo del efecto de las acciones
- R_d el valor de la resistencia del terreno

➤ Verificación de la capacidad estructural de la cimentación

La resistencia como elemento estructural queda verificada cuando el efecto de las acciones del edificio y del terreno sobre la cimentación no supera el valor de cálculo de la resistencia de la cimentación como elemento estructural.

Siguiendo con los cálculos pertinentes para desarrollar estas verificaciones, es necesario obtener el valor de cálculo de los efectos de las acciones y de la resistencia del terreno.

Los valores de cálculo de los efectos de las acciones sobre la cimentación se determinarán, para cada situación de dimensionado, a partir de la combinación de acciones que se deban considerar, Esto incluye tanto las acciones del edificio sobre la cimentación como las acciones geotécnicas transmitidas o generadas por el terreno.

El valor de cálculo del efecto de las acciones se podrá obtener según la relación:

$$E_d = \gamma_E \cdot E(\gamma_F \cdot F_{repr}; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d)$$

El valor de cálculo de la resistencia del terreno se podrá determinar utilizando la expresión:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R(\gamma_F \cdot F_{repr}; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d)$$

Siendo,

F_{repr} el valor representativo de las acciones que intervienen en la situación de dimensionado

Considerada

X_K el valor característico de los materiales

a_d el valor de cálculo de los datos geométricos

γ_E el coeficiente parcial para el efecto de las acciones

γ_F el coeficiente parcial para las acciones

γ_M el coeficiente parcial para las propiedades de los materiales

γ_R el coeficiente parcial de resistencia

Los coeficientes parciales se podrán obtener de la tabla 2.1 del documento. El extracto que se va a emplear para cimentaciones de zapatas aisladas es el que se muestra en la Figura 80.

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

Figura 80. Coeficientes de seguridad parciales [7]

Por otro lado, desde un punto de vista estructural, y teniendo en cuenta la instrucción EHE; se considerarán estructuralmente rígidas las zapatas cuyo vuelo v , en la dirección principal de mayor vuelo, sea menor o igual que dos veces el canto h ($v \leq 2 \cdot h$). Las zapatas se considerarán flexibles en caso contrario ($v > 2 \cdot h$). Esto afectará en el momento de hacer las validaciones pertinentes.

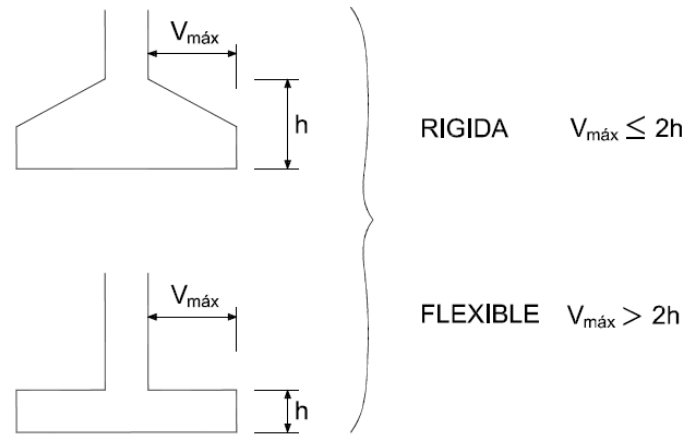


Figura 81. Concepto de rigidez estructural [9]

En las siguientes figuras se van a mostrar la geometría de la zapata a estudio, de donde se conocerán los datos para conocer el vuelo de la zapata.

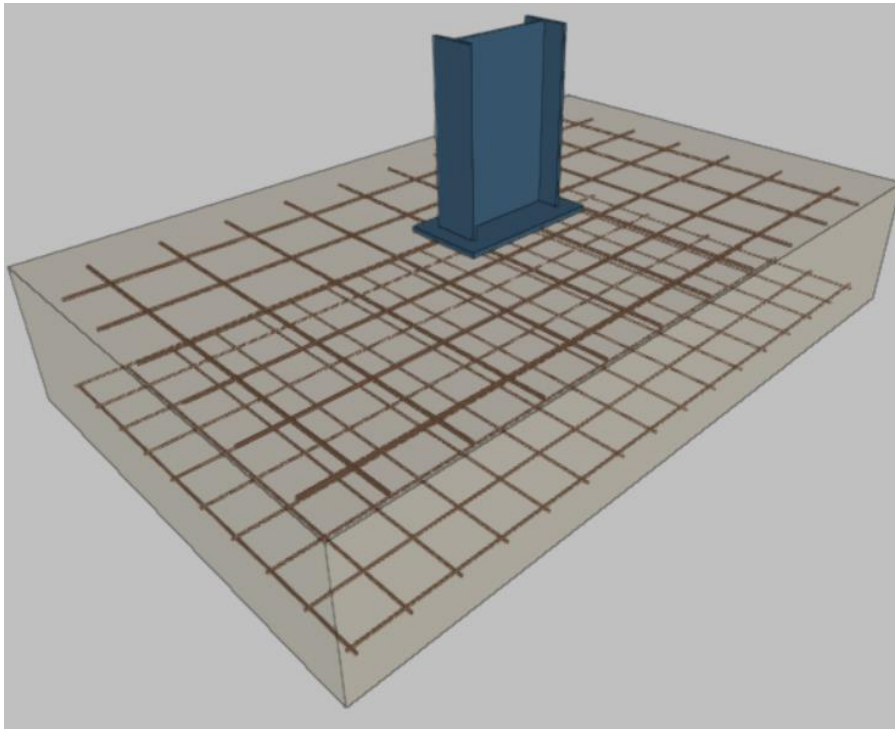


Figura 82. Vista 3D de la zapata correspondiente al pilar esquina IPE 500

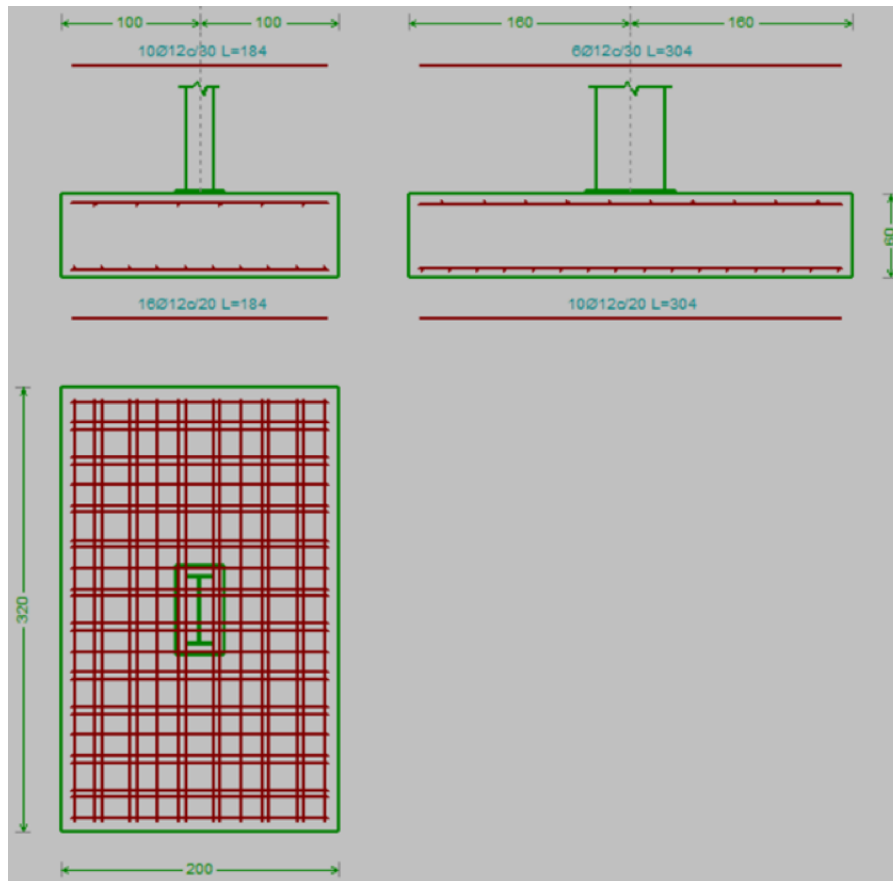


Figura 83. Planta, alzado y perfil de la zapata correspondiente al pilar esquina IPE 500

Basándose en la Figura 83, por la geometría de la zapata se podrá observar:

$$V_{max} = 100 \text{ cm} - \frac{20 \text{ cm}}{2} = 90 \text{ cm}$$

$$2 \cdot h = 2 \cdot 60 \text{ cm} = 120 \text{ cm}$$

Por lo que en este caso de cimentación se estará trabajando con zapatas aisladas rígidas.

Los esfuerzos que se aplican en la zapata a estudio son los siguientes:

- $M_{y,Ed}$: 76,16 KN·m
- $M_{z,Ed}$: -39,15 KN.m
- N_{Ed} : -34,87 KN
- $V_{y,Ed}$: 24,09 KN
- $V_{z,Ed}$: 25,66 KN

7.2 Comprobaciones de Estado Límite Último

Se debe verificar que el coeficiente de seguridad disponible con relación a las cargas que producirían el agotamiento de la resistencia del terreno para cualquier mecanismo posible de rotura sea adecuado.

7.2.1 Hundimiento

El hundimiento se alcanzará cuando la presión actuante sobre el terreno de la cimentación supere la resistencia característica del terreno frente a este modo de rotura, también llamada presión de hundimiento.

El valor de cálculo de la resistencia del terreno o presión admisible se obtendrá aplicando la siguiente expresión simplificada y los coeficientes parciales de la Figura 80.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Siendo,

R_k el valor característico de la presión de hundimiento (q_h)

γ_R el coeficiente parcial de resistencia

Para que se verifique la comprobación respecto al hundimiento, la resistencia del terreno deberá ser mayor a la presión generada sobre la cimentación por parte de los esfuerzos.

$$\sigma_{\text{calculo}} \leq R_d$$

El valor característico de la presión de hundimiento, para los casos de zapatas aisladas rígidas, se obtendrá de la siguiente figura.

ϕ (°)	C_k (kN/m ²)	$B^*/L^* = 1$			$B^*/L^* = 0,5$			$B^*/L^* = 0,25$			$B^*/L^* = 0$		
		D (m)			D (m)			D (m)			D (m)		
		0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2
0°	50	310	385	450	280	355	420	270	340	400	255	325	385
	100	615	750	860	565	690	790	540	660	755	515	630	720
	150	925	1120	1265	850	1025	1160	810	980	1110	770	935	1060
15°	10	145	255	375	140	245	360	135	240	355	130	235	350
	20	280	410	545	260	390	520	250	375	510	240	365	495
20°	10	215	385	570	210	375	560	205	370	555	200	365	550
	20	395	595	805	370	570	775	360	555	760	350	540	745
25°	10	335	605	915	330	600	905	330	595	900	330	595	895
	20	580	900	1240	560	870	1205	550	855	1185	535	840	1165
30°	0	190	580	1055	230	620	1095	250	640	1115	270	660	1135
	10	550	1010	1530	560	1015	1530	565	1015	1530	570	1020	1530
35°	0	425	1135	1990	520	1225	2085	565	1270	2130	610	1320	2175

Figura 84. Presiones de hundimiento para zapatas [7]

Será necesario conocer los siguientes valores:

- $B^* = B - 2 \cdot e_B$ ancho equivalente
- $L^* = L - 2 \cdot e_L$ largo equivalente

e_B y e_L son las excentricidades según las dos direcciones ortogonales de la zapata. Todos estos valores se podrán comprender mejor con la Figura 85.

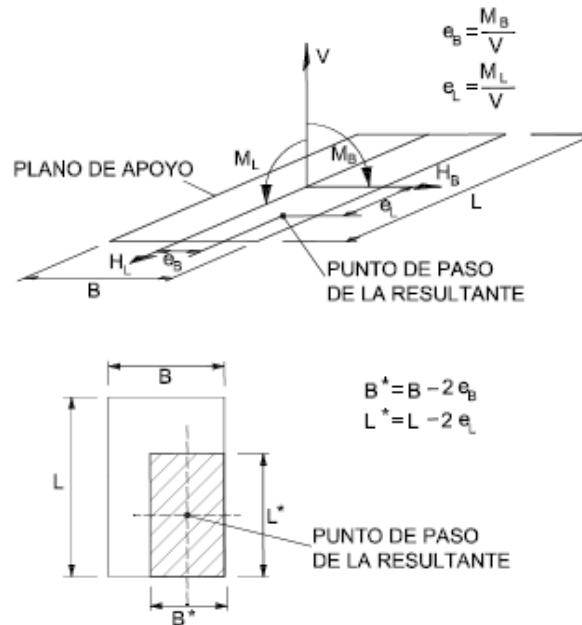


Figura 85. Zapata equivalente para la comprobación de ELU [7]

Según la geometría de la zapata a estudio, $L = 320 \text{ cm}$ $B = 200 \text{ cm}$

Se obtendrán las excentricidades:

$$e_L = \frac{M_L}{N} = \frac{76,16 \text{ KN} \cdot \text{m}}{34,87 \text{ KN}} = 2,18\text{m} = 218 \text{ cm}$$

$$e_B = \frac{M_B}{N} = \frac{39,15 \text{ KN} \cdot \text{m}}{34,87 \text{ KN}} = 1,12\text{m} = 112 \text{ cm}$$

Por lo que, la geometría equivalente.

$$B^* = B - 2 \cdot e_B = 200 - 2 \cdot 112 < 0 \quad B^* = 0$$

$$L^* = |L - 2 \cdot e_L| = 320 - 2 \cdot 218 < 0 \quad L^* = 0$$

El ángulo de rozamiento ϕ interno para un terreno cohesivo con propiedades de tipo zahorra (Arenas, limos y arcillas) es aproximadamente 25° .

El valor característico de la cohesión del terreno C_k , cualidad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de fuerzas internas, viene expresada por la ecuación de Nichols.

$$C_k = 4\pi \cdot K \cdot \tau \cdot \frac{r}{d} \cdot \cos \alpha$$

Siendo:

K una constante determinada experimentalmente

τ tensión superficial del líquido del terreno

r el radio de la partícula

d la distancia entre partículas

α el ángulo de contacto entre las partículas

La mayoría de estos datos se obtienen de forma experimental, mediante el estudio del terreno, por lo que Nichols propone unos resultados prácticos para terrenos preparados, como es con la zahorra, que aproximadamente es de un valor de 10 KN/m^2

En la Figura 84, entrando con los datos obtenidos, para cimentación a 2m de profundidad del terreno, es de $q_h = R_k = 895 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

A continuación, entrando por la Figura 80, para el caso de hundimiento en zapatas aisladas, el coeficiente parcial de resistencia γ_R es de 3.

Por lo que el valor de cálculo de la resistencia del terreno, finalmente, tendrá un valor

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{895}{3} = 298,33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

La tensión normal producida por los esfuerzos sobre la cimentación σ_{calculo} se obtiene:

$$\sigma_{\text{esfuerzos}} = \sigma_{\text{flect.}} + \sigma_{\text{axil}} = \frac{M_{i,ed}}{I_i} \cdot i + \frac{N_{ed}}{A}$$

$$\sigma_{\text{esfuerzos}} = \frac{76,16 \text{ KN} \cdot \text{m}}{\frac{1}{12} \cdot (2 \text{ m})^3 \cdot 3,2 \text{ m}} \cdot \frac{3,2 \text{ m}}{2} + \frac{34,87 \text{ KN}}{(2 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m})} = 62,57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{esfuerzos}} = \frac{39,15 \cdot \text{m}}{\frac{1}{12} \cdot 2 \text{ m} \cdot (3,2 \text{ m})^3} \cdot \frac{2 \text{ m}}{2} + \frac{34,87 \text{ KN}}{(2 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m})} = 12,62 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Habría que sumar el peso de la zapata, que se aproximará mediante su densidad, de un valor de referencia de 2400 Kg/m^3 . El volumen de la zapata, de dimensiones $3,2 \times 2 \times 0,6 \text{ m}$ es de $3,84 \text{ m}^3$, lo que equivale a 9216 Kg o lo que es lo mismo $90,38 \text{ KN}$.

La tensión que produce el peso de la zapata sobre el terreno es de

$$\sigma_{\text{peso}} = \frac{90,38 \text{ KN}}{3,2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m}} = 14,12 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Por lo que se cumpliría la condición,

$$\sigma_{calculo} \leq R_d \quad (62,57 + 14,12) \frac{KN}{m^2} \leq 298,33 \frac{KN}{m^2}$$

La resistencia del terreno es mayor que la tensión que se ejerce sobre el terreno, por lo que no habría problemas de hundimiento sobre el terreno.

Según el EHE-08, otra forma de desarrollar las verificaciones de hundimiento es comparar la presión admisible del terreno, minorado por su coeficiente de seguridad con la tensión transmitida por el cimiento según la ecuación de Navier, donde se supone que todas las presiones que se ejercen sobre el terreno son de compresión o nulas.

La expresión de Navier es la siguiente

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ed}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_{y,Ed}}{B^2 \cdot L} + \frac{6 \cdot M_{z,Ed}}{B \cdot L^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{(62,57 + 14,12)KN}{3,2 m \cdot 2 m} + \frac{6 \cdot 76,16 KN \cdot m}{(2^2 m^2 \cdot 3,2m)} + \frac{6 \cdot 39,15 KN \cdot m}{(2m \cdot 3,2^2 m^2)} = 59,15 \frac{KN}{m^2}$$

Y se debe cumplir que

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &\leq 1,25 \cdot R_d \\ 59,15 \frac{KN}{m^2} &\leq 1,25 \cdot 298,33 \frac{KN}{m^2} = 372,9 \frac{KN}{m^2} \end{aligned}$$

Con lo que quedarían validadas respecto al hundimiento del terreno.

El desarrollo de las comprobaciones respecto a deslizamiento y vuelco necesitarán una menor complejidad de cálculo.

7.2.2 Deslizamiento

Se podría producir este modo de rotura cuando, en elementos que hayan de soportar cargas horizontales, las tensiones de corte en el contacto de la cimentación con el terreno superen la resistencia de ese contacto.

Se debe cumplir la siguiente verificación, obteniendo los coeficientes parciales de la Figura 80 para el caso de deslizamiento.

$$C_{sd} = \frac{V_{est}}{V_{des}} > \gamma_R$$

Siendo C_{sd} el coeficiente de seguridad al deslizamiento. Es decir, las fuerzas estabilizadoras, minoradas por el coeficiente de seguridad del terreno, deberá ser mayor que las fuerzas desestabilizadoras.

El coeficiente parcial de seguridad de resistencia del terreno para el caso de deslizamiento, según la Figura 80, es de $\gamma_R = 1,5$.

La fuerza estabilizadora es aquella resistencia que proporciona el rozamiento del terreno al deslizamiento de la cimentación. Dicha resistencia se obtendrá de la siguiente expresión según el CTE:

$$V_{est} = (N_{Ed} + P) \cdot \mu + c \cdot (B \cdot L)$$

Siendo N y P, el axil transmitido a la zapata y el peso de dicha zapata respectivamente.

μ es el coeficiente de rozamiento entre el suelo y el hormigón. Para un terreno formado por arcillas, arenas, gravas o limos está en torno al 0,5.

c es la cohesión reducida del suelo, igual a la mitad de la cohesión efectiva del suelo C_k anteriormente calculada.

$$c = \frac{C_k}{2} = \frac{10 \frac{KN}{m^2}}{2} = 5 \frac{KN}{m^2}$$

Con todo esto, se puede obtener el valor de la fuerza estabilizadora.

$$V_{est} = (34,87 + 90,38)KN \cdot 0,5 + 5 \frac{KN}{m^2} \cdot (3,2m \cdot 2m) = 94,63 KN$$

Para la obtención de las fuerzas desestabilizantes, se ha de calcular la componente resultante de las fuerzas horizontales transmitidas a la zapata de los esfuerzos cortantes, es decir:

$$V_{des} = \sqrt{(V_{y,Ed})^2 + (V_{z,Ed})^2}$$

$$V_{des} = \sqrt{(24,09 KN)^2 + (25,66 KN)^2} = 35,196 KN$$

Introduciendo estos valores en la expresión para la comprobación del deslizamiento, se obtiene que el coeficiente de seguridad al deslizamiento será:

$$C_{sd} = \frac{94,63 KN}{35,196 KN} = 2,7 > 1,5$$

Por lo que se demostraría que la zapata no sufre respecto al estudio del efecto de deslizamiento.

7.2.3 Vuelco

Se podría producir este modo de rotura en cimentaciones que hayan de soportar cargas horizontales y momentos importantes cuando, siendo pequeño el ancho equivalente de la cimentación el movimiento predominante sea el giro de la cimentación.

Se debe realizar la pertinente comprobación para ambas direcciones y – z, aunque para el caso a estudio, ser la zapata de geometría simétrica, solo haría falta desarrollar la comprobación para el caso más desfavorables, es decir, la que aporta un mayor momento desestabilizador.

La comprobación a desarrollar es la siguiente:

$$C_{sv} = \frac{\gamma_{E,est} \cdot M_{est}}{\gamma_{E,des} \cdot M_{des}} > 1$$

Los coeficientes parciales de seguridad para el efecto de las acciones se obtienen de la Figura 80

El parámetro C_{sv} es el coeficiente de seguridad al vuelco. Será necesario obtener los momentos estabilizantes y desestabilizantes para desarrollar la comprobación.

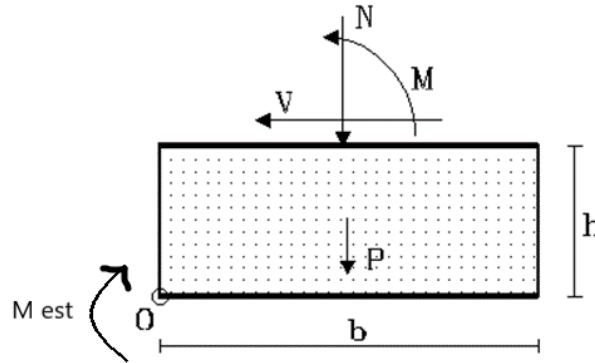


Figura 86. Parámetros para el estudio del vuelco en una zapata aislada

El momento estabilizante se obtiene a partir de los esfuerzos axiales y el peso de la zapata.

$$M_{est} = (N_{Ed} + P) \cdot \frac{b}{2}$$

$$M_{est,y} = (34,87 + 90,38)KN \cdot \frac{3,2m}{2} = 200,4 KN \cdot m$$

$$M_{est,z} = (34,87 + 90,38)KN \cdot \frac{2m}{2} = 125,25 KN \cdot m$$

Por otro lado, los momentos desestabilizadores en ambas direcciones son generados por el efecto de los cortantes y el momento flector que se transmite a la zapata.

$$M_{des,i} = M_{Ed,i} + V_{Ed,i} \cdot h$$

$$M_{des,y} = 76,16 KN \cdot m + 24,09 KN \cdot 0,6m = 90,61 KN \cdot m$$

$$M_{des,z} = 39,15 KN \cdot m + 25,66 KN \cdot 0,6m = 54,55 KN \cdot m$$

Por lo que el caso más desfavorable sería el producido por el momento desestabilizador producido en el sentido del eje y; por ello, el coeficiente de seguridad al vuelco es:

$$C_{sv,y} = \frac{0,9 \cdot 200,04 KN \cdot m}{1,8 \cdot 90,61 KN \cdot m} = 1,1$$

$$C_{sv,z} = \frac{0,9 \cdot 125,25 KN \cdot m}{1,8 \cdot 54,55 KN \cdot m} = 1,1$$

Al ser el coeficiente de seguridad mayor que la unidad, no se produce el caso de vuelco.

Las comprobaciones respecto al punzonamiento y fisuración por cortante no serán necesarias para este caso de estudio, ya que como se ha comprobado, se disponen de cimentación rígida, por lo que no presenta ningún sentido que se generasen estos fenómenos. Estas comprobaciones solamente se deben llevar a cabo para zapatas flexibles.

7.3 Comprobaciones geométrica y estructurales

En este apartado se desarrollarán las comprobaciones marcadas por la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 para que la geometría y el hormigón armado de la zapata

a) Canto mínimo

Según el artículo 58.8.1 del EHE-08 el canto mínimo en el borde de las zapatas de hormigón en masa no será inferior a 35 cm; mientras que para los elementos de cimentación de hormigón armado no deberá ser inferior a 25 cm en zapatas apoyados sobre el terreno.

En el caso de estudio la zapata tiene 80 cm de canto.

b) Cuantía geométrica mínima de la armadura

En el artículo 42.3.5 se indican valores de las cuantías geométricas mínimas que deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales en función del acero empleado. Para el caso de zapatas con armadura de acero B 500, la cuantía mínima es de 0,9 ‰

La cuantía mínima calculada para el caso de flexión es de 0,001 por lo que validaría las cuantías mínimas de la armadura, tanto superior como inferior en todas las direcciones.

c) Diámetro mínimo de las barras

En el artículo 58.8.2 del EHE-08 se recomienda que el diámetro mínimo de las armaduras a disponer en los elementos de cimentación no sea inferior a 12mm. En el caso de estudio los diámetros son de 16 cm tanto en el emparrillado superior como en el inferior, por lo que cumplirían las recomendaciones dadas.

d) Separación máxima y mínima entre barras

En ese mismo artículo, se exige que la armadura dispuesta en las caras superiores e inferiores de una zapata superficial de cimentación no distarán más de 30 cm y no menos de 10 cm.

En el caso de estudio, la distancia entre las barras de la armadura es de 27 cm por lo que se cumpliría la normativa.

7.4 Resistencia del elemento zapata y dimensión de la armadura

En zapatas cuadradas o rectangulares sometidas a flexocompresión, el modelo de estudio a emplear, despreciando el efecto del peso de la zapata, es el que se muestra en la siguiente figura, el cual se denomina: Modelo de bielas y tirantes.

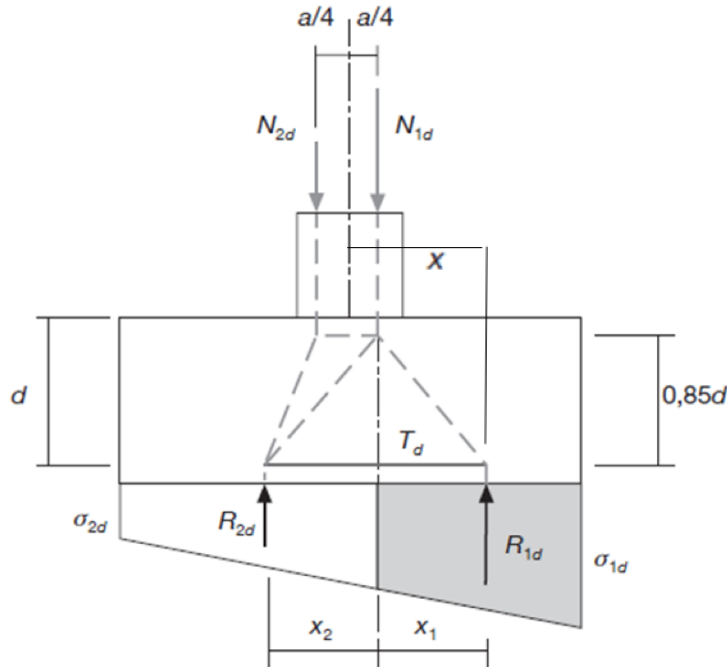


Figura 87. Modelo para el estudio de zapata a flexocompresión [8]

La armadura principal se obtendrá para resistir la tracción T_d , que resulta de:

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85 \cdot d} \cdot x_1 = A_s \cdot f_{yd}$$

Con R_{1d} como la resultante de las tensiones del trapecio sombreado en el ancho de la zapata, x_1 la distancia del centro de gravedad del trapecio a la línea de carga N_{1d} , x distancia al centro del pilar y d es la distancia desde la superficie inferior de la zapata hasta la armadura.

La tracción T_d obtenida mediante este modelo es del mismo valor que la obtenida mediante el anterior; la diferencia está en los valores de R_{1d} y x_1 para la obtención de esa tracción.

La tensión σ que se ejerce sobre la zapata, sin tener en cuenta el peso de esta es $31,157 \frac{KN}{m^2}$ cómo se calculó previamente.

Siguiendo el modelo de la distribución de presiones trapezoidal se podrá obtener la tensión resultante del terreno sobre la zapata media y máxima

$$\sigma_{med} = \frac{N_{Ed}}{L^2} \quad \sigma_{max} = \frac{N_{Ed}}{L^2} + \frac{6 \cdot M_{Ed,y}}{L^3}$$

$$\sigma_{med} = \frac{34,87 \text{ KN}}{(3,2 \text{ m})^2} = 3,4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{max} = \frac{34,87 \text{ KN}}{(3,2 \text{ m})^2} + \frac{6 \cdot 76,16 \text{ KN} \cdot \text{m}}{(3,2 \text{ m})^3} = 17,34 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

A continuación, se determinan las resultantes del terreno y su punto de aplicación de manera geométrica, siguiendo las siguientes expresiones.

$$R_{1d} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{max} + \sigma_{med}) \cdot \frac{L^2}{2} = \frac{1}{2} \cdot (3,4 + 17,34) \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{(3,2 \text{ m})^2}{2} = 53,09 \text{ KN}$$

$$x_1 = x - \frac{a}{4}$$

$$x = \frac{L}{2} - \frac{L}{6} \cdot \frac{(\sigma_{max} + 2 \cdot \sigma_{med})}{(\sigma_{max} + \sigma_{med})} = \frac{3,2 \text{ m}}{2} - \frac{3,2 \text{ m}}{6} \cdot \frac{(17,34 + 2 \cdot 3,4) \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}}{(17,34 + 3,4) \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} = 0,98 \text{ m}$$

$$x_1 = 0,98 - \frac{0,5}{4} = 0,855 \text{ m}$$

Con ello, se puede obtener la tracción T_d

$$T_d = \frac{53,09 \text{ KN}}{0,85 \cdot 0,52 \text{ m}} \cdot 0,855 \text{ m} = 102,7 \text{ KN}$$

El acero necesario vendrá dado por

$$T_d = A_s \cdot f_{yd}$$

Aunque f_{yd} para el acero corrugado B 500 S es de $f_{yd} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15}$, según este modelo de bielas y tirantes, el valor de f_{yd} viene limitado por 400 MPa; por lo que se podrá calcular el acero de la armadura.

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{102700 \text{ N}}{400 \text{ MPa}} = 256,75 \text{ mm}^2 \text{ de acero}$$

Es necesario $256,75 \text{ mm}^2$ de acero por redondo como mínimo en la dirección longitudinal donde se aplica $M_{Ed,y}$.

En la dirección longitudinal perpendicular a esta, donde se aplica $M_{Ed,z}$ se operará de igual manera.

$$\sigma_{med} = \frac{34,87 \text{ KN}}{(2 \text{ m})^2} = 8,72 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{max} = \frac{34,87 \text{ KN}}{(2 \text{ m})^2} + \frac{6 \cdot 39,15 \text{ KN} \cdot \text{m}}{(2 \text{ m})^3} = 38,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

A continuación, se determinan las resultantes del terreno y su punto de aplicación de manera geométrica, siguiendo las siguientes expresiones.

$$R_{1d} = \frac{1}{2} \cdot (8,72 + 38,08) \frac{KN}{m^2} \cdot \frac{(2m)^2}{2} = 46,8 KN$$

$$x = \frac{2m}{2} - \frac{2m}{6} \cdot \frac{(39,08 + 2 \cdot 8,72) \frac{KN}{m^2}}{(38,08 + 8,72) \frac{KN}{m^2}} = 0,6m$$

$$x_1 = 0,6 - \frac{0,2}{4} = 0,55m$$

Con ello, se puede obtener la tracción T_d

$$T_d = \frac{46,8 KN}{0,85 \cdot 0,52 m} \cdot 0,55 m = 58,24 KN$$

La cantidad de acero necesaria vendrá dada por

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{58240 N}{400 MPa} = 145,6 mm^2 \text{ de acero}$$

Sería necesario $145,6 mm^2$ de acero por redondo como mínimo en esta dirección de la armadura.

Esto es el mínimo cantidad de acero necesario para que la cimentación soporta los esfuerzos que se la transmiten. Por otro lado, en flexión simple o compuesta se deberá disponer de una armadura mínima de origen mecánico.

En el instante en que el hormigón se fisura, la tracción que hasta ese momento estaba resistiendo el hormigón pasa al acero. El acero debe tener, como mínimo, la capacidad de absorber el esfuerzo que estaba soportando el hormigón a tracción antes de fisurar. A esa cuantía mínima se le denomina cuantía mínima mecánica y se formula a partir de la siguiente expresión:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,25 \cdot \frac{W_1}{[L, B]} \cdot f_{cd}$$

Con W_1 como módulo resistente de la sesión bruta relativo a la fibra más traccionada, cuya obtención se muestra en la siguiente expresión; todo ello entre la longitud del canto de la sección [9]

$$W_1 = \frac{I_{y,z}}{\frac{[L, B]}{2}}$$

$$W_{1,z} = \frac{\left(\frac{1}{12} \cdot 2^3 \cdot 3,2\right) m^4}{\frac{3,2}{2} m} = 1,33 m^3$$

$$W_{1,y} = \frac{\left(\frac{1}{12} \cdot 2 \cdot 3,2^3\right) m^4}{\frac{2}{2} m} = 5,46 m^3$$

La cuantía mínima mecánica de acero para cada dirección es la siguiente:

$$A_{s,z} \geq 0,25 \cdot \frac{1,33 \text{ m}^3}{3,2 \text{ m}} \cdot \frac{\frac{25000 \frac{KN}{m^2}}{1,5}}{\frac{500000 \frac{KN}{m^2}}{1,15}} = 0,003983 \text{ m}^2 \rightarrow 3983 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,y} \geq 0,25 \cdot \frac{5,46 \text{ m}^3}{2 \text{ m}} \cdot \frac{\frac{25000 \frac{KN}{m^2}}{1,5}}{\frac{500000 \frac{KN}{m^2}}{1,15}} = 0,026163 \rightarrow 26163 \text{ mm}^2$$

También se han de tener en cuenta las cuantías mínimas geométricas. Su origen está en controlar los efectos térmicos y de retracción. Los valores de estas cuantías se establecen en % de la sección total de hormigón. Según la Instrucción del Hormigón, la cuantía mínima geométrica para una losa o zapata con acero corrugado B 500 S es de 1,8%

$$A_s = \frac{1,8}{1000} \cdot 2 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m} = 0,01152 \text{ m}^2 \rightarrow 11520 \text{ mm}^2$$

Además, la cuantía mínima de acero para la armadura superior deberá ser un 30% de la cuantía mínima geométrica.

$$A'_s = 0,3 \cdot 11520 \text{ mm}^2 = 3456 \text{ mm}^2$$

En este caso, el acero de la armadura superior deberá ser mayor que lo mínimo calculado ya que tendrá que soportar la flexión negativa generada por el propio peso de la cimentación.

Finalmente, como se puede observar en la Figura 83, se presenta la zapata con la siguiente armadura, la cual cumple todas las necesidades ya definidas.

Armadura inferior: Z→10 redondos de 12mm de diámetro espaciados 20cm entre ellos
Y→16 redondos de 12mm de diámetro espaciados 20 cm entre ellos

Armadura superior: Z→6 redondos de 12mm de diámetro espaciados 30cm entre ellos
Y→10 redondos de 12mm de diámetro espaciados 30 cm entre ellos

Capítulo 8. Coste energético y emisiones de CO₂

8.1 Introducción a la valoración

El fenómeno del cambio climático y el calentamiento global es un hecho palpable y es posible observar las consecuencias que acarrea. En España se puede observar como en la última década se han intensificado las sequías y se ha acelerado la desertificación de algunas zonas de la península.

Uno de los grandes motivos es principalmente la actividad industrial y por ello, es importante encontrar un equilibrio entre el desarrollo industrial, el crecimiento económico, unos estándares de calidad de vida y el deterioro del medio ambiente.

Dentro de la actividad industrial, la relacionada con la construcción es la encargada de generar gran parte de la contaminación ambiental, desde la obtención de los recursos naturales empleados, pasando por la construcción de los edificios, la etapa de vida de estos edificios hasta la demolición y reciclado de los residuos.

Esta realidad nos muestra la necesidad de reducir los gastos energéticos y las emisiones de CO2 analizando el ciclo de vida de todos los materiales que forman parte de la construcción.

8.2 Valoración del coste energético y emisiones de la estructura

Se va a tratar las mediciones del acero laminado, hormigón y acero corrugado de la estructura, uniones, cimentación... La información medioambiental correspondiente a los materiales y procesos se ha obtenido del banco de datos ITeC [20]

8.2.1 Acero laminado

Tabla 50. Total, mediciones acero laminado

Acero laminado S275					
Material		Perfil	Longitud	Volumen	Peso
Tipo	Designación		Perfil (m)	Perfil (m³)	Perfil (kg)
Acero laminado	S275	IPE 500	32.000	0.370	2901.36
		IPE 360	183.565	1.778	11464.08
		IPE 400	112.000	0.946	7429.24
		IPE 300	56.000	0.301	2365.05
		IPE 240	40.000	0.156	1227.74
		IPE 180	12.000	0.029	225.14
		IPE 270	185.000	0.849	6665.83
		R 16	203.224	0.041	320.76
Acero laminado	S275		823.788	4.471	32599.18

El acero S275 presenta un coste energético de 35 MJ/Kg y produce unas emisiones de CO₂ de 2,8 Kg CO₂/Kg. El precio del coste energético se obtiene a partir de las tarifas de peajes establecidas por el ministerio de industria, el cual establece unos precios para esta modalidad de 0,130485 euros/kwh.

Tabla 51. Coste energético y emisiones del acero laminado de la estructura

Acero laminado S275							
Material		Perfil	Peso	Coste energético			Emisiones CO ₂
Tipo	Designación		Perfil (kg)	MJ	Kwh	€	Kg
Acero laminado	S275	IPE 500	2901,36	101547,60	28143,19	3672,26	8123,81
		IPE 360	11464,08	401242,80	111201,58	14510,14	32099,42
		IPE 400	7429,24	260023,40	72063,63	9403,22	20801,87
		IPE 300	2365,05	82776,75	22940,99	2993,45	6622,14
		IPE 240	1227,74	42970,90	11909,08	1553,96	3437,67
		IPE 180	225,14	7879,90	2183,86	284,96	630,39
		IPE 270	6665,83	233304,05	64658,55	8436,97	18664,32
		R 16	320,76	11226,60	3111,37	405,99	898,13
Acero laminado	S275		32599,20	1140972,00	316212,24	41260,95	91277,76

8.2.2 Elementos de cubrición

Tabla 52. Total, mediciones elementos de cubrición

Elementos de cubrición			
Designación	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Peso (Kg)
Tipo			
Muro perimetral hormigón	1000	250,0	302500
Panel sandwich	816	326,4	9792
Elemento cubrición	1816	576,4	312292

El hormigón del murete perimetral presenta un coste energético de 1,3 MJ/Kg y produce unas emisiones de CO₂ de 0,5 Kg CO₂/Kg. De igual forma, el poliuretano que conforma los paneles sándwich tiene un coste energético de 117,1 MJ/Kg y genera unas emisiones de 17,3 Kg CO₂/Kg

Tabla 53. Coste energético y emisiones de los elementos de cubrición

Elementos de cubrición					
Designación	Peso (Kg)	Coste energético			Emisiones CO ₂
Tipo		MJ	Kwh	€	Kg
Muro perimetral hormigón	302500	393250	90750	11842	151250
Panel sandwich	9792	1146643	318240	41526	169402
Elemento cubrición	312292	1539893,2	408990,0	53367,1	320651,6

8.2.3 Uniones

Tabla 54. Medición, total de chapas y rigidizadores

Chapas			
Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
Rigidizadores	8,00	341x75x8	12,86
	12,00	278x70x11	20,21
	4,00	373x230x14 (106+161+106x144+86x14)	30,96
	4,00	135x70x14	4,16
	56,00	380x85x14	198,99
	8,00	278x180x14 (39+200+39x108+72x14)	40,34
	4,00	468x275x18 (154+160+154x180+95x18)	57,07
	16,00	477x90x18	97,11
Chapas	2,00	230x245x7	6,21
	2,00	275x241x7	7,31
	2,00	180x687x8	15,55
	2,00	180x684x8	15,48
	2,00	160x290x11	8,01
	2,00	160x300x11	8,29
	4,00	155x300x14	20,44
	6,00	200x745x14	98,25
	4,00	200x740x14	65,06
Total			706,29

Tabla 55. Medición, total de angulares

Angulares			
Tipo	Descripción (mm)	Longitud (mm)	Peso (kg)
Anclajes de tirantes	L70x8	2680	22.22
	L70x10	3360	34.29
Total			56.50

Tabla 56. Medición, total de elementos de las placas de anclaje

Placas de anclaje				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Placa base	3	200x300x11	15,54
		6	350x500x18	148,37
		14	450x650x22	707,21
		4	350x650x22	157,16
	Rigidizadores pasantes	28	650/400x150/20x7	125,01
		12	500/300x150/55x7	43,19
Total				1196,47
B 400 S	Pernos de anclaje	12	Ø 10 - L = 341	2,52
		32	Ø 20 - L = 562	44,35
		36	Ø 20 - L = 758	67,3
		84	Ø 25 - L = 617	199,71
	Total			

Se tratan de nuevo de elementos de acero, por lo que el coste energético y emisiones son las siguientes

Tabla 57. Coste energético y emisiones de los elementos uniones

Elemento de unión					
Designación	Peso (Kg)	Coste energético			Emisiones CO2
Tipo		MJ	Kwh	€	Kg
Chapas	706,29	24720,15	6851,01	893,95	1977,61
Angulares	56,50	1977,50	548,05	71,51	158,20
Elementos placa de anclaje	1196,47	41876,45	11605,76	1514,38	3350,12
Pernos de anclaje	313,88	10985,80	3044,64	397,28	1067,19
Elemento de unión	2273,14	79559,90	22049,46	2877,12	6553,12

8.2.4 Cimentación

Como se ha visto en capítulos anteriores, se sitúa distintas tipologías de zapatas aisladas diferentes.

Tabla 58. Medición, total hormigón armado en las zapatas aisladas

Elemento	B 500 S, Y _s =1.15 (kg)			Hormigón (m ³)	
	Ø12	Ø16	Total	HA-25, Y _c =1.5	Limpieza
Referencias: N3 y N1	2x116.88		244.12	2x3.84	2x0.64
Referencias: N8, N13, N18, N23, N28, N33, N31, N26, N21, N16, N11 y N6		12x325.05	3900.60	12x10.64	12x1.18
Referencias: N38 y N36	2x12.57		25.14	2x0.71	2x0.11
Referencias: N43 y N41	2x4.79	2x6.72	23.02	2x0.59	2x0.10
Referencias: N46, N48 y N49		3x11.10	33.30	3x0.68	3x0.09
Referencias: N61, N63 y N65	3x5.16		15.48	3x0.28	3x0.06
Referencias: N51, N53 y N54		3x210.87	632.61	3x7.06	3x0.88
Totales	167.08	4707.19	4874.27	162.06	18.96

Por otro lado, se empleaban vigas de atado de la misma tipología para el arriostamiento entre zapatas.

Tabla 59. Medición, total hormigón armado de vigas de atado

Elemento	B 500 S, Y _s =1.15 (kg)			Hormigón (m ³)
	Ø8	Ø20	Total	HA-25, Y _c =1.5
Referencias: C [N3-N8], C [N13-N18] y C [N6-N1]	3x8.09	3x59.73	203.46	3x0.40
Referencia: C [N8-N13]	8.66	60.50	69.16	0.42
Referencias: C [N18-N23], C [N23-N28], C [N26-N21], C [N21-N16], C [N1-N51], C [N51-N53], C [N53-N54] y C [N54-N3]	8x8.65	8x59.46	544.88	8x0.42
Referencias: C [N28-N33], C [N31-N26] y C [N16-N11]	3x8.65	3x59.57	204.66	3x0.42
Referencias: C [N33-N38] y C [N36-N31]	2x8.66	2x60.87	139.06	2x0.42
Referencias: C [N38-N43] y C [N41-N36]	2x8.08	2x61.04	138.24	2x0.40
Referencias: C [N43-N46] y C [N49-N41]	2x7.50	2x60.01	135.02	2x0.38
Referencias: C [N46-N48], C [N48-N49] y C [N11-N6]	3x7.50	3x60.28	203.34	3x0.38
Referencia: C [N38-N61]	9.24	63.04	72.28	0.47
Referencias: C [N61-N63] y C [N63-N65]	2x12.70	2x66.20	157.80	2x0.67
referencia: C [N65-N36]	9.24	63.04	72.28	0.47
referencias: C [N65-N49] y C [N61-N46]	2x10.39	2x63.21	147.20	2x0.53
referencia: C [N63-N48]	10.39	63.54	73.93	0.53
Totales	274.11	1887.20	2161.31	13.74

Aproximando que la densidad del hormigón armado es de 2400 Kg/m³; y además, el hormigón armado presenta un coste energético aproximado de 1,3 MJ/Kg y produce unas emisiones de CO₂ de 0,5 Kg CO₂/Kg. Se obtendrán los siguientes valores respecto al coste energético.

Tabla 60. Costes energéticos y emisiones de la cimentación

Cimentación					
Designación	Peso (Kg)	Coste energético			Emisiones CO ₂
Tipo		MJ	Kwh	€	Kg
Redondos zapatas	4874,24	170598,4	47388,44	6183,480593	13647,872
Hormigón zapatas	388944	505627,2	140452	18326,87922	194472
Redondos vigas atado	2161,31	75645,85	2101,35	274,1946548	6051,668
Hormigón vigas atado	32976	42868,8	11908	1553,81538	16488
Cimentación	428955,55	794740,25	201849,79	26338,36985	230659,54

8.3 Resumen

A modo resumen, se van a exponer de forma simplificada los costes energéticos y emisiones de CO₂ finales de los elementos estructurales de la obra.

- Acero laminado estructural S275:
 - 32599,2 kg
 - Coste energético: 1140972 MJ, 316212,24 Kwh, 41260,95€
 - Emisiones de CO₂: 91277,76 Kg CO₂
- Elementos de cubrición:
 - 312292 kg
 - Coste energético: 159893,2 MJ, 408990 Kwh, 53367,1€
 - Emisiones de CO₂: 320651,6 Kg CO₂
- Elementos de unión:
 - 2273,4 kg
 - Coste energético: 79559,9 MJ, 22049,46 Kwh, 2877,12€
 - Emisiones de CO₂: 6553,12 Kg CO₂
- Cimentación:
 - 428956 kg
 - Coste energético: 794740 MJ, 201850 Kwh, 26338€
 - Emisiones de CO₂: 230659 Kg CO₂

Lo que conlleva un total de 949101,7 Kwh y 123843,17€ de coste energético total, y unas emisiones de 649141,48Kg CO₂ .

Capítulo 9. Presupuesto del trabajo

9.1 Introducción al presupuesto

En este capítulo se va a redactar el presupuesto que ha sido necesario para el desarrollo de este proyecto. A continuación, se va a contemplar el presupuesto relativo a los recursos materiales y electrónicos, recursos humanos y otros recursos que se han empleado para el progreso de este.

A continuación, se detallan las fases más relevantes a las que debe atenerse todo proyecto técnico:

1. **Fase de pre-inversión.** Esta fase comprende los estudios de oportunidad, viabilidad y evaluación final. En el caso a estudio, se han determinado los medios disponibles para el desarrollo del modelo, y después del mismo, se fueron descartando diferentes opciones para la realización del proyecto, optándose por una solución que amortizase sobradamente la inversión realizada.
2. **Estudio de mercado.** Este apartado es uno de los más importantes en la elaboración de cualquier proyecto, ya que cuando resulta favorable, constituye un gran aliciente durante la realización del mismo e influye positivamente a la hora de conseguir un buen acabado. En el proyecto que nos ocupa, el hipotético mercado estaría compuesto por el propio departamento de R.E.I.C. de la E.T.S.I.I. de Valladolid y toda empresa o centro de investigación relacionado con cualquier aspecto técnico de los materiales compuestos. Esto supone un amplio mercado debido a la gran aplicación con que cuentan hoy en día este tipo de materiales.
3. **Evaluación de los costes de personal.** A la hora de realizar esta evaluación se consideró que el proyecto iba a ser completamente desarrollado por un ingeniero. El coste de personal se calcula considerando el número de horas empleadas y el coste unitario de la hora de trabajo. Para ello se hacen unas estimaciones previas del trabajador al cabo del año. Después, se realiza un estudio de las horas empleadas en las diferentes tareas y finalmente, se calcula el coste horario que permitirá obtener el coste total de personal.
4. **Evaluación de los costes de material.** En este apartado se consideran todos los elementos físicos utilizados en la realización de este proyecto, partiéndose del hecho de que se dispone de todo el material necesario para el mismo: ordenador personal, impresora, aplicaciones informáticas de simulación y ofimática, bibliografía y documentación técnica, etc.

9.2 Presupuesto

9.2.1 Cálculo anual de los días efectivos de trabajo

Tabla 61. Cálculo anual de los días efectivos de trabajo

Días:		365 días
Sábados y domingos		-106 días
Días festivos		-18 días
Días efectivos descanso		-30 días
Días perdidos:		
	Por enfermedad:	-7 días
	Por trabajo:	-15 días
	Varios:	-5 días
Total días útiles de trabajo:		184 días
A razón de 4 horas diarias efectivas, se obtienen:		736 horas/año

* Aunque en el presupuesto se indica el precio real de los *Software*, para el desarrollo del trabajo se ha empleado la versión Campus Académica de CYPE 2021 y una versión de Microsoft Office disponible de forma gratuita para los miembros de la Comunidad Universitaria de la UVA.

9.2.2 Coste de recursos humanos

Tabla 62. Distribución temporal del trabajo.

Repaso general de la Elasticidad:	50 h
Identificación de objeto, alcance y especificaciones	20 h
Justificación de este proyecto	20 h
Familiarización con el entorno CYPE	30 h
Estudio de CTE	25 h
Descripción de cada capítulo	30 h
Estudio económico y medioambiental	20 h
Organización de la documentación	40 h
Conclusiones finales	12 h
Redacción de la documentación	290 h
Reunión con el tutor	20 h
Presentación de la memoria	0,5 h
Número total de horas empleadas en el proyecto:	557,5 h

Tabla 63. Coste total del personal

Coste hora del ingeniero		
	Sueldo por hora	35 €/h
	Prestaciones a la S.S. (6,35% del salario)	2,23 €/h
Coste total anual:		37,23 €/h
Coste total de personal (557,5 h x 37,25 €/h)		20.766,88 €

9.2.3 Coste del material

Tabla 64. Coste del material

Ordenador personal PROBOOK HP	1.104,99 €
Impresora HP deskjet 940c	41,24 €
Software:	
Office 365	69 €
CYPE 2021	4.199 €
Total	5.413,83 €
Índice de amortización del material por hora 5413,83€ / (736 h/año x 3años)	2,45 € / hora
Material fungible:	30,77 €
Coste total de material 30,77+5413,83+(2,45 x 557,5)	6.810,48 €

Se considera un periodo de amortización de 3 años para el material informático

9.2.4 Costes directos

Tabla 65. Costes directos

Coste de personal:	20.766,88 €
Coste total de material:	6.810,48 €
Total costes directos:	27.577,36 €

9.2.4 Costes indirectos

Tabla 66. Costes indirectos

Consumo eléctrico:	5.017,50 €
Dirección y servicios administrativos:	500 €
Total imputable a tasas e impuestos:	150 €
Global de costes indirectos:	5.667,50 €

9.3 Coste total del proyecto

Tabla 67. Coste total del proyecto

Costes directos:	27.577,36 €
Costes indirectos:	5.667,50 €
Coste total del proyecto (sin I.V.A. 16%)	33.244,86 €
Coste total del proyecto	38.564,04 €

Una vez evaluados los costes asociados a todos los recursos que han intervenido en el desarrollo del proyecto, se estima un coste total de 38564,04€ impuestos incluidos.

Capítulo 10. Conclusiones

10.1 Conclusiones

En el presente proyecto se ha diseñado y calculado los elementos principales de una nave industrial construida principalmente como una estructura metálica, con el apoyo del *Software* CYPE 202.

Se ha realizado una introducción sobre lo que engloba la estructura industrial; los aspectos importantes para el diseño de la misma, así como los elementos estructurales más comunes se han detallado antes del comienzo del diseño de la misma.

Aunque la normativa aplicada en torno al desarrollo de todo el trabajo es el Código Técnico de Edificación (CTE), también se han expuesto otras normativas de apoyo a la misma para la correcta modelización de la estructura.

Previamente a la determinación de las acciones, se ha realizado un pequeño estudio para concretar la situación y emplazamiento, donde además del buen emplazamiento se ha buscado las ayudas fiscales que se puede llegar a obtener al desarrollar la construcción en dicho espacio. La situación de la estructura será el Parque Empresarial y Logístico de Tordesillas.

Una vez conocido el emplazamiento, fue posible la determinación de las acciones se ha llevado a cabo según las indicaciones las directrices del CTE, con apoyo de alguna otra normativa como puede ser la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) o los Eurocódigos Estructurales.

Se han tenido en consideración las acciones más comunes que suelen actuar sobre una construcción de este tipo, teniendo en cuenta el emplazamiento de la nave. Entre ellas, se han tenido en cuenta la acción permanente de peso propio, las cargas variables de nieve, viento y sobrecarga de uso. Las acciones térmicas y la acción accidental de sismo se ha visto que no haría falta considerarlas por disposiciones constructivas y por el posicionamiento de la nave industrial.

Se han comparado los resultados obtenidos mediante la aplicación del CTE para la obtención de las hipótesis de carga, con respecto a esos mismos resultados calculados mediante el *Software*.

Posteriormente, se ha organizado las combinaciones de acciones respecto al Estado Límite Último y de Servicio según la normativa del CTE.

Las combinaciones de carga se ejercerán sobre la nave proyectada, la cual consta de 9 pórticos a dos aguas con módulo de 5 metros, presentando una longitud total de 40 metros, 20 metros de luz y 10 metros de altura máxima hasta cumbrera, con un forjado para oficinas sobre la fachada principal. Además, en la estructura se ha tenido en consideración cuatro huecos dispuestos de manera simétrica, pudiendo generar efectos de presión y succión generados en el interior de la estructura.

Los elementos estructurales que se disponen a lo largo de la nave industrial son los pilares, pilarillos y los pilares interiores para la oficina; vigas de atado que unen las cabezas de los pilares, los dinteles, las vigas para la sujeción del forjado y los huecos, además de los tirantes que forman las cruces de San Andrés y las correas que arriostran la estructura entera.

Se han empleado perfiles normalizados IPE para la mayoría de los elementos barra de la estructura, ya que no se precisa soportar muy elevadas cargas; perfiles redondos macizos para las cruces de San Andrés y perfil en Z para las correas.

Gracias al módulo del Generador de Pórticos de CYPE se ha realizado el dimensionado de las correas y se ha introducido las características de los cerramientos. Finalmente se han utilizado correas de perfil ZF-120.2 de acero S355, pudiéndose emplear el perfil ZF-140.3 de calidad S235, con paneles sándwich tapajunta del catálogo de la empresa “Panel Sándwich Group”, de los que se han desarrollado las comprobaciones pertinentes.

Una vez modelizada la nave industrial, gracias al *Software* CYPE 3D, y se han dimensionado los elementos estructurales que la forman, se ha realizado las comprobaciones que indica el CTE-DB-SE-A para el acero estructural. Dividiendo los elementos barra en subgrupos, se ha querido mostrar el buen dimensionado que proporciona CYPE, desarrollando todas las verificaciones de esfuerzos que indica el CTE para aquel elemento más solicitado de cada grupo.

Se han situado todos los elementos estructurales de forma que se trabaja con el eje fuerte del perfil, dispuesto para recibir esfuerzos en su propio plano, lo que implica disponer el alma de los perfiles en el plano del pórtico correspondiente y las alas en dirección normal al mismo. En cambio, se han orientado los pilarillos para que trabajen en modo de emparrillado, debido a que están solicitados principalmente ante esfuerzos en dirección longitudinal de la nave en aquellos pórticos hastiales.

Para estas comprobaciones no se han empleado las envolventes de esfuerzos máximos, sino que se han desarrollado para aquellas combinaciones de cargas que generan los máximos esfuerzos o interacciones de esfuerzos para cada caso, con el fin de no realizar un sobredimensionado de la estructura. Las comprobaciones para aquellos elementos más solicitados de cada grupo han quedado verificadas, por lo que se muestra la idoneidad del *Software* de cálculo para tal actividad.

A continuación, de nuevo con el apoyo de CYPE, se ha podido detectar aquellas uniones necesarias a lo largo de la estructura. Se ha decidido realizar mayoritariamente estas uniones por medio de soldadura, ya que, al trabajar en estructura metálica, es empleado esta técnica más sencilla para la unión en taller.

Se han ilustrado alguna de las uniones principales de la estructura, mediante planos al detalle y distintas mediciones de los elementos que conforman estas uniones. El *Software* proporciona una útil herramienta para mostrar la concepción de todas estas uniones que podría llegar a facilitar la simulación y la construcción de estructuras reales, en un ámbito, como son las uniones soldadas o atornilladas mucho más complicado de analizar en comparación con el resto de los elementos estructurales.

De la misma manera se ha desarrollado el diseño de una unión específica, como son las placas de anclaje, cuya misión es transmitir los esfuerzos de los pilares hacia la cimentación. Además del diseño de estas placas, se han realizado las comprobaciones propuestas por el CTE-SB-SE-A y la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, verificando el correcto diseño de estas para transmitir adecuadamente los esfuerzos sin la debilitación de la placa y los elementos que conforman dicha unión.

Finalmente, siguiendo con el desarrollo del proyecto, se ha empleado CYPE 3D para la generación de la cimentación adecuada para la transmisión de los esfuerzos hacia el terreno, unificando la geometría de las zapatas que la conforman, y detallando el hormigón armado necesario para el correcto dimensionado de la cimentación.

Se ha empleado el CTE-DB-SE-C, conjuntamente con la instrucción EHE-08 para realizar las verificaciones necesarias a modo de ejemplo, a una de las zapatas aisladas más solicitadas, tanto aquellas comprobaciones al hormigón como sólido rígido, tales como el hundimiento, vuelo y deslizamiento; como aquellas comprobaciones estructurales al hormigón armado que conforma la zapata.

Para terminar, se ha realizado una valoración aproximada de los costes energéticos y las emisiones de CO₂ con el fin de tener conocimiento y la constancia de que la actividad industrial y la relacionada con la construcción es la encargada de generar gran parte de la contaminación ambiental; mostrando la necesidad de reducir los gastos energéticos y las emisiones de CO₂ analizando el ciclo de vida de todos los materiales que forman parte de la construcción.

10.2 Líneas futuras

La finalidad de la nave industrial no está definida, ya que el objetivo de este trabajo es, en primer lugar, la adquisición de los conocimientos y adentrarse en las normativas del Código Técnico de Edificación para el desarrollo de este tipo de estructuras. En segundo lugar, el aprendizaje de un correcto manejo del *Software* CYPE 2021, una herramienta de cálculo estructural realmente útil para la simulación de estas naves; para finalmente poner en manifiesto dicho conocimiento ganado de los dos puntos anteriores para desarrollar las verificaciones y comprobaciones del dimensionamiento de los principales elementos estructurales de este tipo de construcciones, calculando para ello las acciones a las que puede llegar a estar sometida a lo largo de su vida útil.

Como líneas futuras, se podría desarrollar un cálculo de las uniones más detallado, para conseguir distinguir aquellos puntos de unión que preferiblemente conlleve la necesidad de generar uniones atornilladas o soldadas para una mayor eficacia de las mismas; así como un dimensionado y verificado más detallado y documentado del mismo, ya que en una estructura industrial el ámbito de las uniones es uno de los puntos más complicados a trabajar.

Por otro lado, se podría evaluar la herramienta empleada en este documento, CYPE 2021, con otros *Software* de cálculo de estructuras, ya sea SAP 2000, Robot, etc. con el fin de hacer una distinción de los puntos fuertes y desventajas de cada una de ellas, (como por ejemplo, CYPE permite una modelización de la cimentación y uniones, mientras que SAP 2000 se centra principalmente en los elementos barra), para poder trabajar simultáneamente con un programa de cálculo u otro, en función de las necesidades que de requieran.

Por último, hay otras líneas futuras a seguir más generales, como puede ser el desarrollo de un estudio geotécnico completo para un mejor dimensionado de la cimentación, el modelado de la estructura con hormigón o incluso una estructura mixta; el empleo de cerchas o la optimización del modelado de la estructura mediante el uso de perfiles de sección variable.

Capítulo 11. Bibliografía

1. Lorenzana Ibán, A. (2020). *Apuntes Ingeniería de la Construcción y del Transporte - Master Ingeniería Industrial*. Valladolid: UVA.
2. Peña, A. A. (2009). *Naves industriales con acero*. APTA.
3. Ministerio de Fomento. (2021). *Código Técnico de Edificación*. Obtenido de <https://www.codigotecnico.org/> a 10 de Abril de 2021
4. Ministerio de Fomento. (2019). *Documento Básico de Seguridad Estructural (SE)*.
5. Ministerio de Fomento. (2009). *Documento Básico de Seguridad Estructural - Acciones en la edificación (SE-AE)*.
6. Ministerio de Fomento. (2008). *Documento Básico de Seguridad Estructural - Acero (SE-A)*.
7. Ministerio de Fomento. (2019). *Documento Básico de Seguridad Estructural - Cimientos (SE-C)*.
8. Ministerio de Fomento. (2009). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación (NCSE-02)*.
9. Ministerio de Fomento. (2011). *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*. Madrid.
10. CYPE Ingenieros. *CYPE Ingenieros*. (2021). Obtenido de <http://www.cype.es/cypeingenieros/> a 10 de Abril de 2021
11. SEPES - Entidad Estatal del Suelo, J. d. (2020). *SEPES - Entidad Estatal del Suelo*. Obtenido de <https://www.sepes.es/es> a 12 de Abril de 2021
12. Santiuste, C. (17 de Septiembre de 2018). *Universidad Carlos III de Madrid - UC3M*. Obtenido de www.youtube.com/c/karlossantiuste/featured a 14 de Abril de 2021
13. panelsandwich.com. (2009). *panelsandwich.com*. Obtenido de <https://www.panelsandwich.com/producto/panel-sandwich-tapajuntas/> a 13 de Abril de 2021
14. Cacho-Pérez, M. (2000). *Análisis de Cargas de una Nave Tipo - Apuntes Estructuras Industriales*. Valladolid: UVA.
15. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (1995). *Estructuras de acero en edificación NBE-EA. Anejo de la segunda parte 2*.
16. Universidad de Alicante, U.-A. (s.f.). *ANEJO: Prontuario básico de estructuras simples*. Alicante: UA.
17. Argüelles Álvarez, R. (2001). *Estructuras de Acero, uniones y sistemas estructurales* (Vol. 1º Edición). Madrid: Bellisco.
18. Moreno Martínez, C. (2017). Trabajo Fin de Grado - Ingeniería Civil Cálculo de Placas de Anclaje mediante MEF. Sevilla: TFG - Escuela Técnica Superior de Ingeniería de la Universidad de Sevilla.
19. Lleonart, J. M. (2016). *Estructuras Metálicas para Edificaciones*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
20. Instituto Tecnológico de la Construcción. (2014). *Banco de datos BEDEC*. Obtenido de <https://itec.es/> a 18 de Mayo de 2021



Anexo A. Obtención de cargas mediante CYPE: Generador de Pórticos

Para introducir el cálculo y dimensionamiento de la nave industrial, se pretende diseñar una construcción de 40 m de longitud y 20 m de anchura. Dicha estructura se resolverá por medio de 9 pórticos espaciados 5 m entre sí, con unas alturas en cumbre de 10 m y de 8 m en los laterales. En el interior de la nave se dispondrá de un forjado para oficinas a 4 m de altura, y en su parte frontal. La nave constará de dos huecos de 6×5 en el lateral derecho y otros dos en el izquierdo de las mismas dimensiones.

Nada más ejecutar el programa, lo primero que nos aparecerá será la interfaz de la Figura A.1.

Figura A.1. Introducción de datos generales y cargas

Se rellenarán los campos del número de vanos de la estructura y el módulo de esta con los valores comentados anteriormente.

A.1 Acción permanente de peso propio en CYPE: Generador de Pórticos

Una acción permanente es aquella que se ejerce en manera constante en cada instante de tiempo, magnitud y en posición. La acción permanente a estudiar con mayor relevancia es la producida por el peso propio de los diferentes elementos estructurales y los cerramientos en cubierta.

Para la obtención del peso propio, será necesario conocer el tipo de cerramientos que se emplean utilizar. Los pesos de las propias vigas y correas se tendrán en cuenta más adelante.

En cuanto los elementos de cubrición superior, se pretender emplear una cubierta de panel sándwich tapajunta [13] del proveedor Grupo Panel Sandwich, uno de los mayores proveedores de Panel Sandwich a medida de España. Dicho panel está formado por una cara exterior e interior de acero precalentado y un aislante de unos 80mm formado por poliuretano (PUR) y

Poli-isocionurato (PIR) con peso superficial total de $0,24 \text{ KN/m}^2$, considerando todos los elementos de unión y sujeción necesarios.

Se utilizarán a modo de cerramientos laterales el propio murete perimetral de paneles de hormigón aligerados que nace desde las vigas de atado de la cimentación; por ello a CYPE hay que introducirlo como que, si existe cerramientos laterales, pero introducirlo como de peso nulo, indicando que no descansa en la estructura sino en la cimentación. Es decir, se desprecia su peso propio asignando un valor nulo al peso de cerramiento.

Las cargas que muestra el Generador de Pórticos respecto a esta hipótesis para un pórtico central es la siguiente.

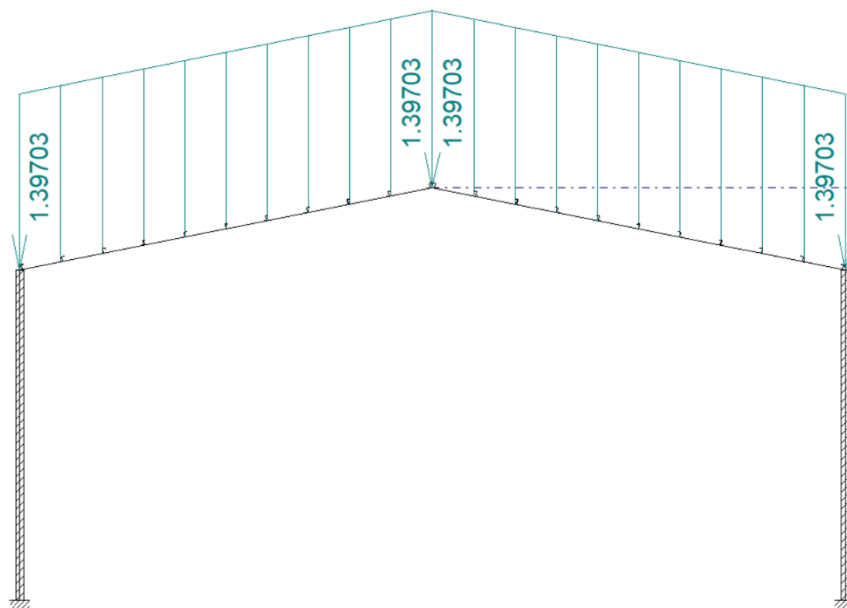


Figura A.2. Hipótesis de peso propio sobre un pórtico central

A.2 Sobrecarga del cerramiento en CYPE: Generador de Pórticos

Para analizar las cargas que se producen como sobrecarga de uso, en primer lugar, hay que entender o definir que son estas cargas. Cuando una acción se trata como sobrecarga, alude a algún tipo de peso o acción que se ejerce sobre la estructura debido a su uso. Estas sobrecargas se pueden simplificar para su estudio como una carga distribuida de forma uniforme.

En el CTE se estudian distintos tipos de sobrecarga que normalmente se dan en este tipo de edificaciones. Aunque no es usual encontrar cubiertas accesibles en las naves industriales, la estructura se diseñará para que la cubierta sea accesible únicamente para su mantenimiento, por lo que no será concomitante con el resto de las acciones variables, algo que es coherente ya que los trabajos de mantenimiento en cubierta no se realizarían en momentos de grandes nevadas o fuerte viento. En la Figura A.3 se trata un extracto de la norma que hace referencia a esto [5]:

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Figura A.3. Valores característicos de las sobrecargas de uso [5]

En el caso a tratar, habrá que observar el valor característico de la categoría de uso G – Cubiertas accesibles para conservación. Para cubiertas sobre correas, se utilizará un valor de 0,4 KN/m² según viene marcado en la tabla 3.1 del CTE-DB-SE-AE. Dicho valor es el que se introducirá en la interfaz del *Software* que se muestra en la Figura A.3, en el apartado “Sobrecarga del cerramiento”.

Las cargas que muestra el Generador de Pórticos respecto a esta hipótesis para un pórtico central es la siguiente.

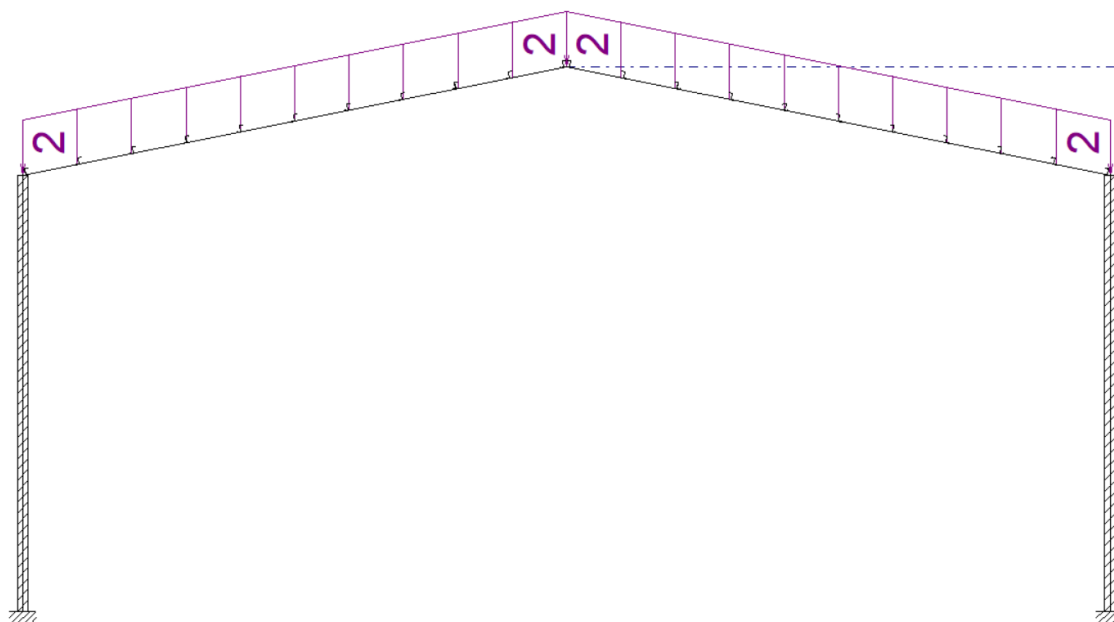


Figura A.4. Hipótesis de sobrecarga de uso en cubierta sobre un pórtico central

A.3 Sobrecarga de viento en CYPE: Generador de Pórticos

Para introducir el valor de las cargas del viento en el programa, lo primero que se debe hacer es activar el *tick* “con sobrecarga de viento” dentro de la interfaz de datos generales. Al hacerlo, se abrirá una nueva interfaz, la que se ilustra en la Figura A.5, donde a partir de la norma a aplicar y la ubicación de la nave.

Normativa para el cálculo de la sobrecarga de viento

España
 UE
 Alemania
 Bélgica
 Bulgaria
 Francia
 Italia
 Portugal
 Argelia
 Marruecos
 Argentina
 Brasil
 Colombia
 Cuba
 México
 Paraguay
 Perú
 Venezuela
 Canadá
 USA
 India

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

Zona eólica
 A. Velocidad básica: 26 m/s
 B. Velocidad básica: 27 m/s
 C. Velocidad básica: 29 m/s



Grado de aspereza
 Única Según dirección
 I II III IV V

Zona urbana, industrial o forestal

Periodo de servicio (años)

Con huecos

Coeficiente de obstrucción para cubiertas aisladas

Figura A.5. Normativa para el cálculo de la sobrecarga de viento

Aplicando la CTE-DB-SE-AE, se conoce que el Parque Empresarial de Tordesillas se encuentra en la zona eólica A, por lo que se activa esa opción que hace referencia a una velocidad de 26 m/s. El grado de aspereza del terreno, que hace al relieve y la topografía del terreno, al situarse en la meseta norte, será única y perteneciente a zona industrial, por lo que seleccionaremos dichas opciones.

Se tomará 50 años como periodo de retorno considerado, tomado ese valor un tiempo igual al periodo de servicio con el que se proyecta el edificio. Además, la estructura presentará cuatro huecos como se mencionó anteriormente, por lo que se pulsará en “Editar la lista de huecos en fachadas”, y se abrirá una nueva interfaz donde se ha de especificar sus dimensiones en alzado y la posición del centro de gravedad respecto al origen.

Dicha interfaz se muestra en la Figura A.6, junto con los valores para definir los huecos.

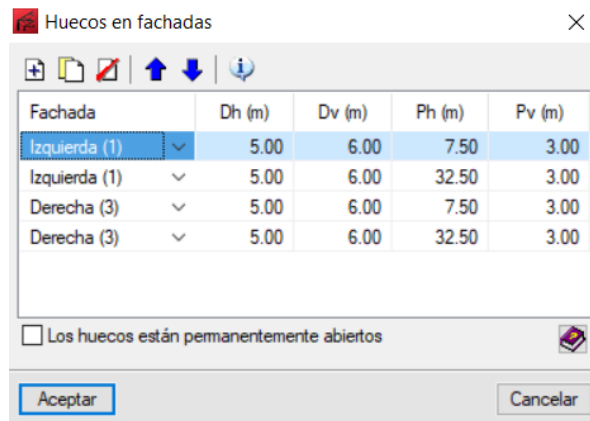


Figura A.6. Huecos en fachada

Además, dichos huecos no estarán permanentemente abiertos, pudiéndose producir cargas de succión o presión en el exterior e interior de la estructura, dependiendo de la apertura de dichos huecos y la dirección del viento.

Las cargas que muestra el Generador de Pórticos respecto a estas seis hipótesis estudiadas en este documento, para un pórtico central son las siguientes:

- $V(0^\circ) H1$ Viento a 0° , presión exterior tipo 1 Presión interior



Figura A.7. Hipótesis de viento $V(0^\circ)H1$ sobre un pórtico central

- V(0°) H2 Viento a 0°, presión exterior tipo 1 Succión interior

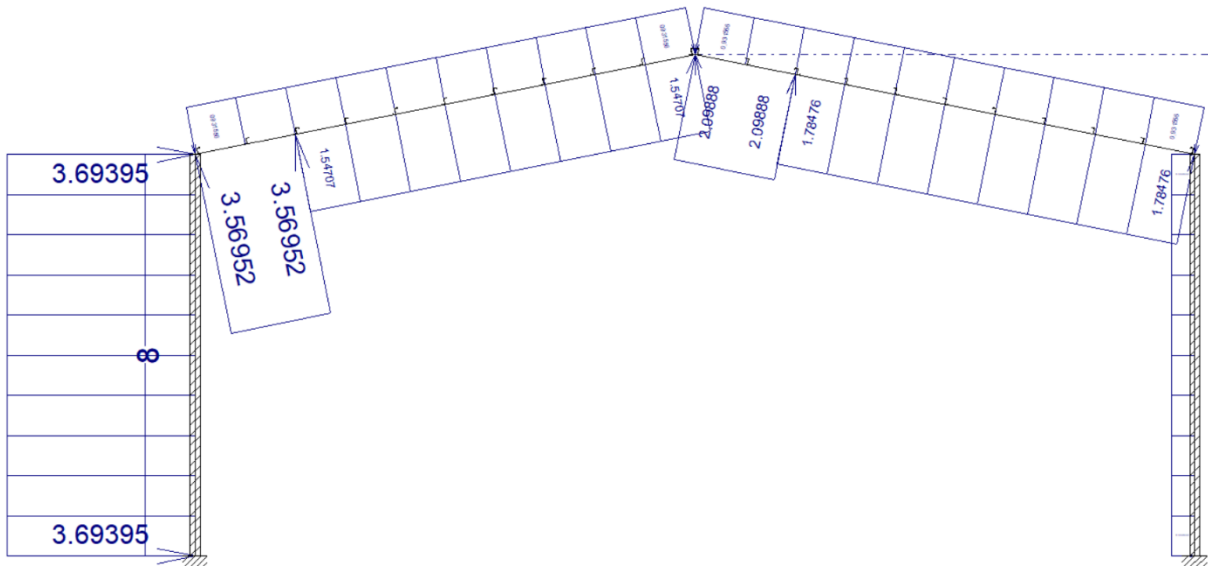


Figura A.8. Hipótesis de viento V(0°)H2 sobre un pórtico central

- V(0°) H3 Viento a 0°, presión exterior tipo 2 Presión interior



Figura A.9. Hipótesis de viento V(0°)H3 sobre un pórtico central

- $V(0^\circ)$ H4 Viento a 0° , presión exterior tipo 2 Succión interior

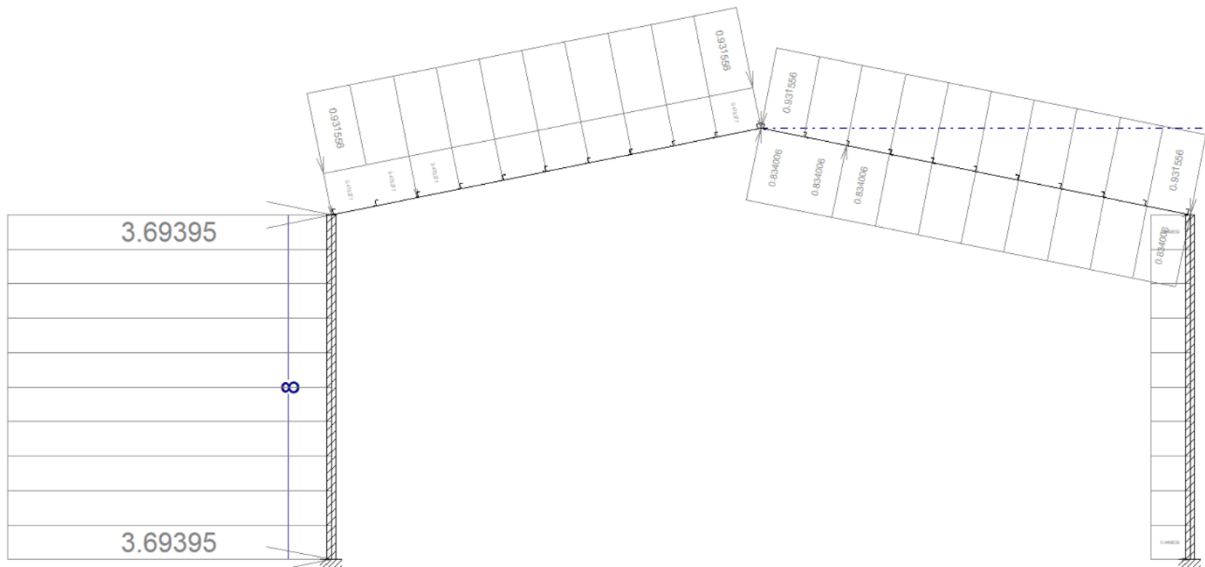


Figura A.10. Hipótesis de viento $V(0^\circ)$ H4 sobre un pórtico central

- $V(90^\circ)$ H1 Viento a 90° , presión exterior tipo 1 Sin acción interior

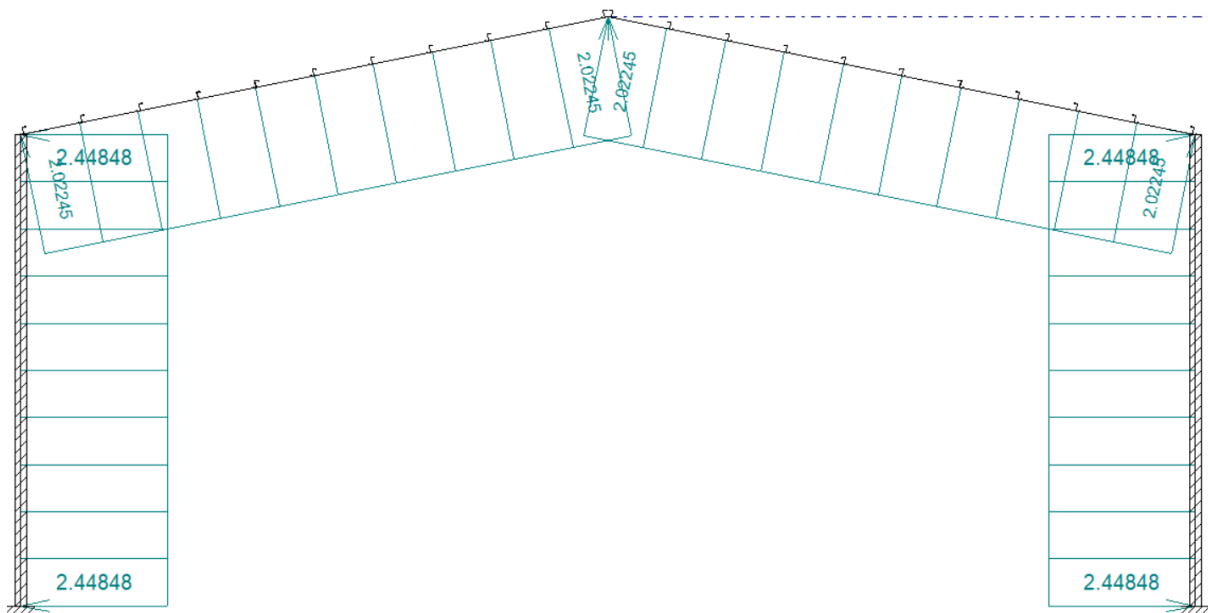


Figura A.11. Hipótesis de viento $V(90^\circ)$ H1 sobre un pórtico central

- $V(90^\circ)$ H2 Viento a 90° , presión exterior tipo 1 Succión interior

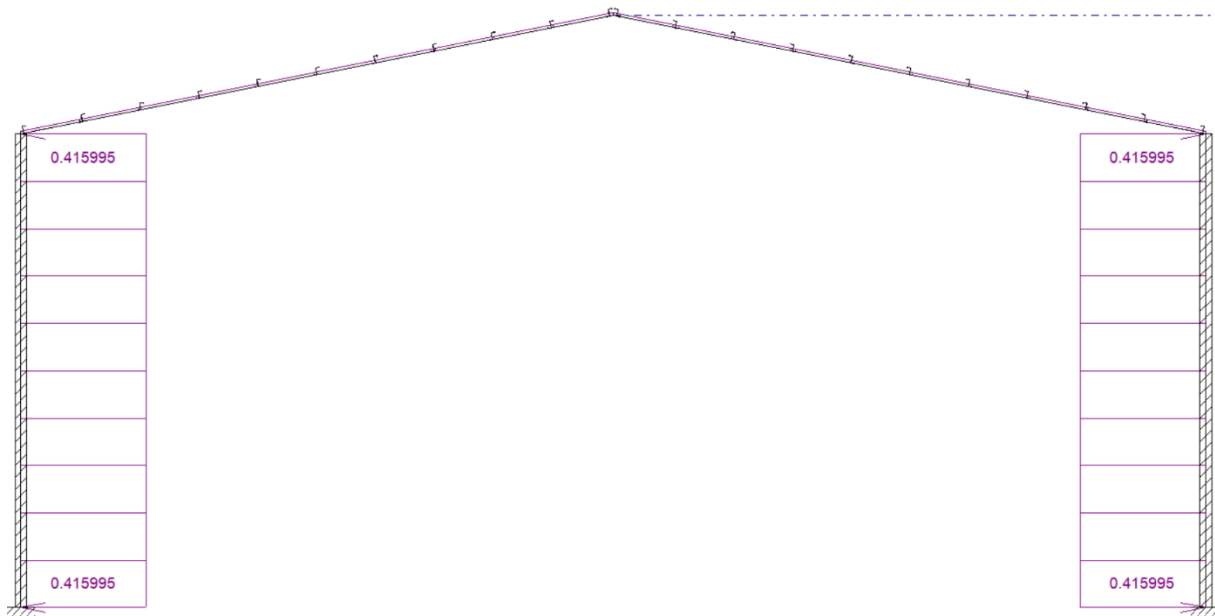


Figura A.12. Hipótesis de viento $V(90^\circ)$ H2 sobre un pórtico central

A.4 Sobrecarga de nieve en CYPE: Generador de Pórticos

Trabajando de igual manera que con las cargas del viento, se activa el *tick* “con sobrecarga de nieve” dentro de la interfaz de datos generales. Se abrirá de nuevo una interfaz (Figura A.13), donde a partir de la norma a aplicar y la ubicación de la nave, CYPE implementará las cargas de nieve en el sistema.

Normativa para el cálculo de la sobrecarga de nieve

- CTE DB-SE AE (España)
- NTE (España)
- Eurocódigo 1 (Portugal)
- RSA (Portugal)
- Eurocode 1 (France)
- Eurocode 1 (Belgique)
- Eurocódigo 1
- N 84 (France)
- DIN 1055-5 (Alemania)
- NTC: 14-01-2008 (Italia)
- Наредба No3, 21 юли 2004 (Bulgaria)
- ASCE 7 - 05 (USA)
- NBC 05 (Canada)
- IS: 875 (Part 4) - 1987 (Reaffirmed 1997) (India)
- Nieve genérica

Datos del emplazamiento

Zona 1 2 3 4 5 6 7

Altitud topográfica m

Exposición al viento

Protegida Normal Fuertemente expuesta

Si la construcción está protegida de la acción del viento, el valor de la carga de nieve se incrementa en un 20%.

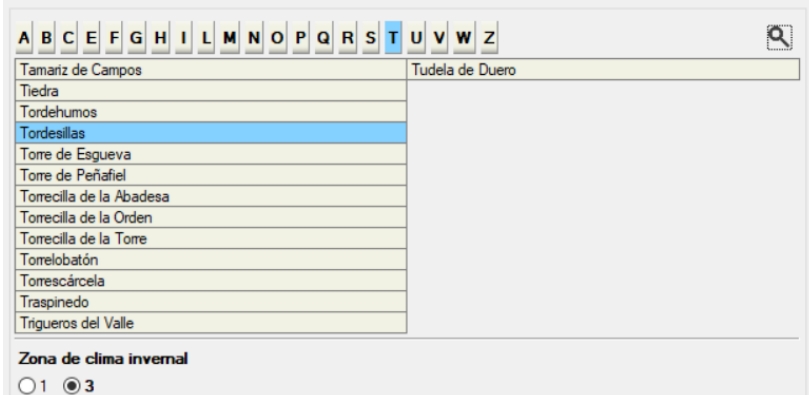
Si se encuentra en un emplazamiento fuertemente expuesto a la acción del viento, el valor de la carga de nieve se reduce en un 20%.

Descripción de la cubierta

Cubierta con resaltes

Figura A.13. Normativa para el cálculo de sobrecarga de nieve

Aplicando de nuevo la normativa CTE-DB-SE-AE, y con la ayuda de CYPE, se puede determinar que la zona climática más recomendada para la provincia de Valladolid y para el municipio de Tordesillas en la zona climática 3, gracias a la base de datos de emplazamiento por término municipal que presenta el *Software* (Figura A.14). Además, automáticamente, al seleccionar dicho municipio, el programa muestra que la altitud topográfica de este es de 702m.



A	B	C	E	F	G	H	I	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	Z
Tamariz de Campos										Tudela de Duero										
Tiedra																				
Tordehumos																				
Tordesillas																				
Torre de Esgueva																				
Torre de Peñafiel																				
Torrecilla de la Abadesa																				
Torrecilla de la Orden																				
Torrecilla de la Torre																				
Torrelobatón																				
Torrescárcela																				
Traspinedo																				
Trigueros del Valle																				

Zona de clima invernal
 1 3

Figura A.14. Datos de zona climática por término municipal

Se indicará que la exposición del viento de la nave será normal, ya que se ha visto en el emplazamiento que no hay otras grandes estructuras que frenen o incentiven el viento en la zona. También, se desactivará la opción de una cubierta con resaltos, ya que se presentará una cubierta a dos aguas con baja inclinación con la cubierta lisa del panel sándwich.

Una vez introducidos estos datos, ya se ha aportado a CYPE todos los datos para que dicho programa pueda calcular las hipótesis de carga que incidirán en la estructura.

Las cargas que muestra el Generador de Pórticos respecto a las hipótesis de nieve estudiadas en este documento, para un pórtico central son las siguientes:

- Hipótesis de nieve simétrica. Estado inicial N(EI)

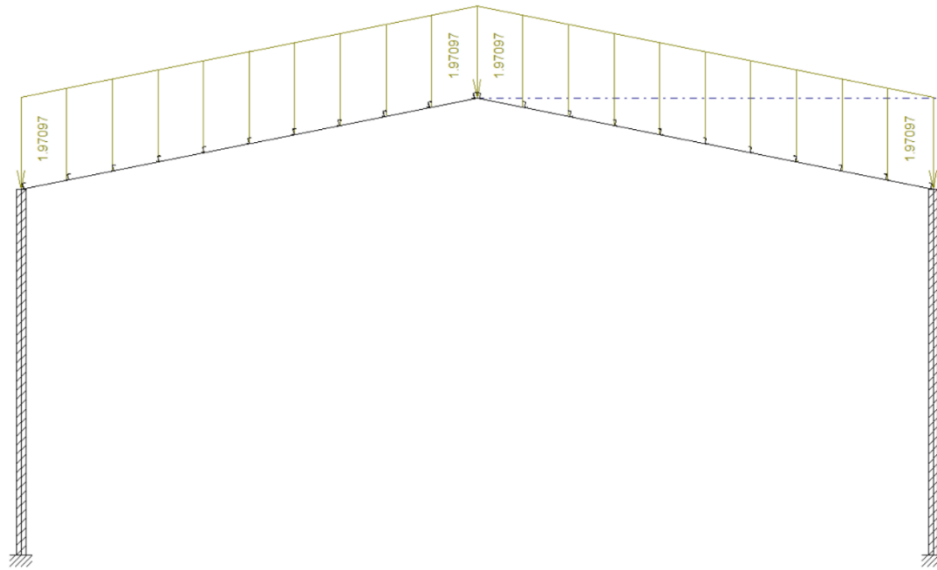


Figura A.15. Hipótesis de nieve (N(EI)) sobre un pórtico central

- Hipótesis de nieve asimétrica. Estado asimétrico redistribución a la izquierda N(R)1

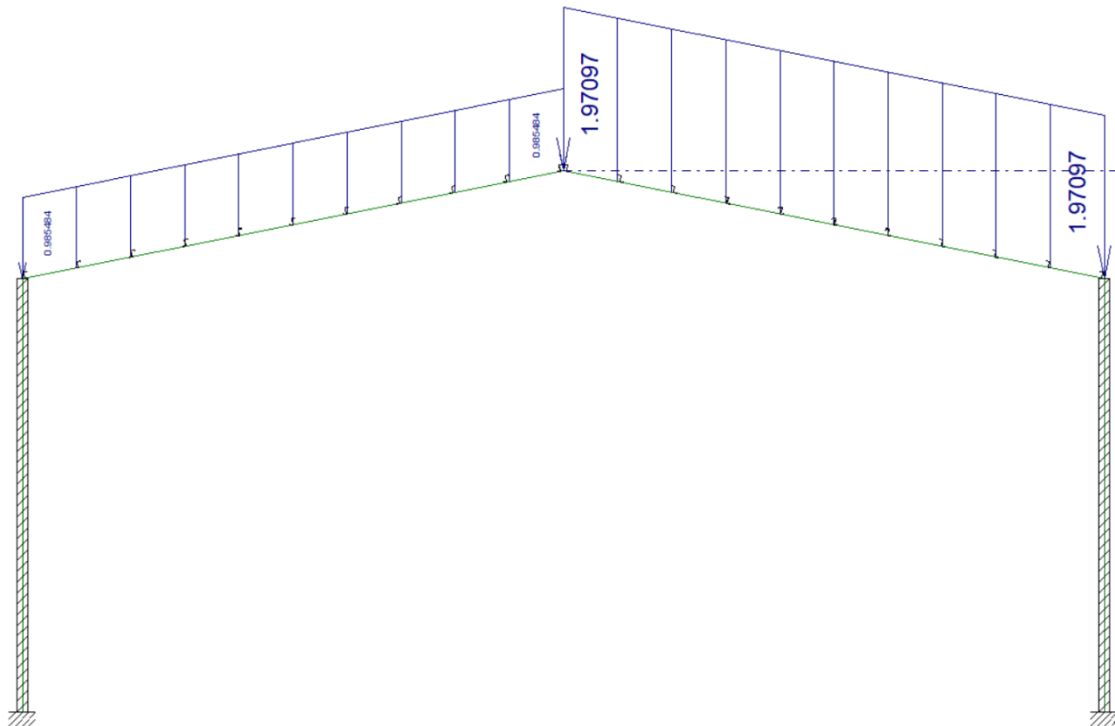


Figura A.16. Hipótesis de nieve (N(R)1) sobre un pórtico central

➤ Hipótesis de nieve asimétrica. Estado asimétrico redistribución a la derecha N(R)2

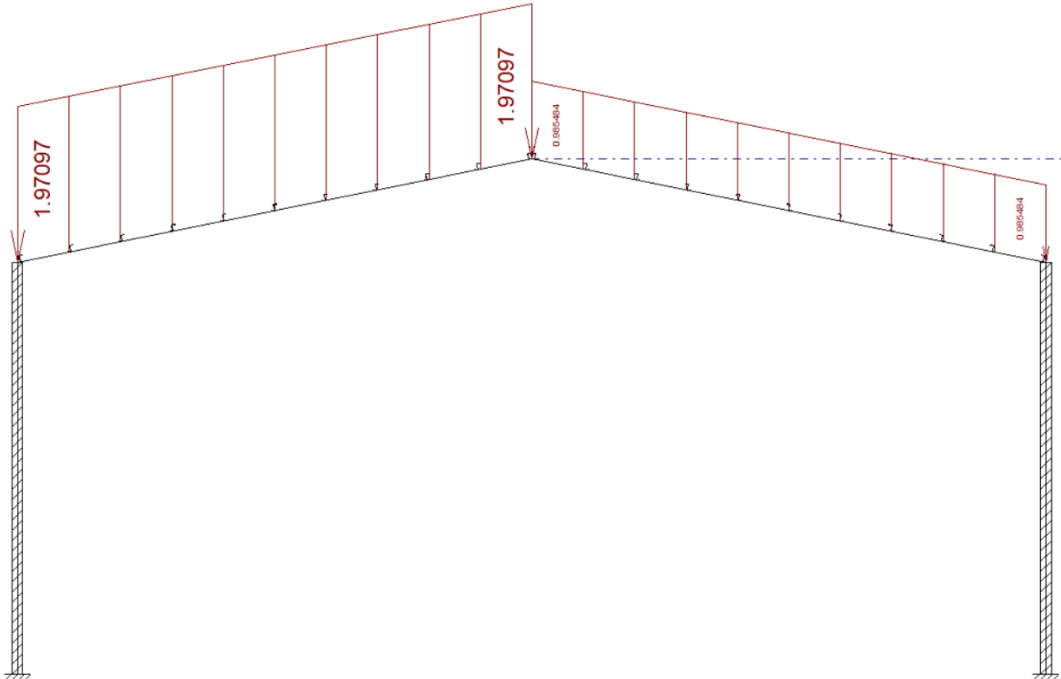


Figura A.17. Hipótesis de nieve (N(R)2) sobre un pórtico central



Anexo B. Normativa para la obtención de hipótesis de cargas



B.1 Acción variable de nieve

El cálculo de la sobrecarga de nieve según el CTE-DB-SE-AE se obtendrá con la expresión que se muestra a continuación [5]:

$$q_N = \mu \cdot S_k$$

Donde μ es el coeficiente de forma de la cubierta según el apartado 3.5.3 del CTE, y s_k es el valor característico de la carga de nieve aplicado sobre un terreno horizontal según 3.5.2 del CTE.

En este caso, además de tener en cuenta la nieve, se conoce que hay una exposición al viento normal. Cuando la construcción está muy protegida a la acción del viento, el valor de la carga de nieve se podrá reducir en un 20%, mientras que, si está fuertemente expuesta, el valor deberá aumentarse en un 20%,

Dicho viento puede acompañar o seguir a las nevadas, lo que puede originar un depósito irregular de la nieve en la cubierta. Es por ello, que el espesor de la capa de nieve puede llegar a ser irregular en cada faldón, por lo que hay que tener en cuenta la determinación del coeficiente de forma de cada uno de ellos.

Por norma, en aquellos faldones limitados inferiormente por cornisas o limatesas, y en los que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, sin limitaciones por limahoyas o semejantes; el coeficiente de forma tiene el valor de la unidad para cubiertas con inclinación menor a 30° como va a ser el caso de la estructura a estudio. Además, siempre que haya impedimentos, se tomará $\mu=1$ sea cual sea la inclinación.

Para la obtención del valor del valor característico de la carga nieve, en primer lugar, hay que tener en cuenta que el peso específico de la nieve acumulada es muy variable, pudiendo adoptar valores de 1,2 KN/m³ para la recién caída, de 2 KN/m³ para la prensada y de hasta 4 KN/m³ para el granizo.

Este valor, es el que depende principalmente del emplazamiento de la estructura. Como se puede observar en la Figura B.1, corroborar gracias a lo que se puede observar anteriormente en el buscador de zonas climáticas de CYPE, Tordesillas se encuentra en la zona climática 3 a 702 msnm.



Figura B.1 Zonas climáticas de España [5]

Una vez es conocida la zona climática, se podrá interpolar entre los datos que se ilustran en la Figura B.2, que hacen referencia a la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal según la zona climática y la altitud del emplazamiento; tomando un valor de 0.402 KN/m^2 .

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Figura B.2. Valores para la sobrecarga de nieve sobre terreno horizontal [5]

B.2 Acción variable de viento

Las acciones de viento, en general se podrán estudiar de forma simplificada como una carga distribuida perpendicular a la superficie de cada punto expuesto; es decir, una presión estática q_e , que normalmente se expresará como:

$$q_e = q_b * C_e * C_p$$

Siendo:

- q_b la presión dinámica del viento
- C_e el coeficiente de exposición
- C_p el coeficiente de eólico o de presión

➤ Presión dinámica del viento q_b

De una manera simplificada, según el CTE-DB-SE-AE se puede tomar como $0,5 \text{ kN/m}^2$ en cualquier punto del territorio español.

La expresión para obtener dicho valor de manera más precisa será la siguiente:

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

Siendo δ la densidad del aire y v_b el valor básico de la velocidad del viento.

El valor básico de la velocidad del viento se corresponde con el valor característico de la velocidad media del viento en un periodo de 10 minutos a una altura de 10m sobre el suelo. Este valor para cada localidad se podrá obtener del mapa que se ilustra en la Figura B.3.

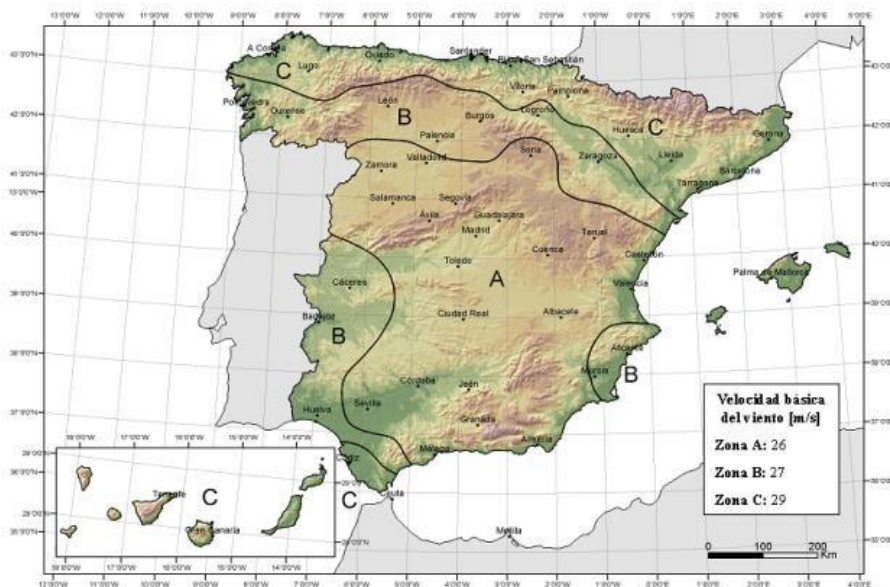


Figura B.3. Valores básicos de la velocidad del viento por regiones [5]

Como se puede observar en dicha figura, Tordesillas pertenece a la zona A, por lo que se obtendría un valor de velocidad de 26 m/s.

La densidad del aire, aunque dependerá de la altitud, temperatura y humedad ambiental, en general la norma dice que se puede adoptar el valor de 1,25 Kg/m³.

Por otro lado, la normativa indica que la presión dinámica para cada zona es, 0,42 kN/m², 0,45 kN/m² y 0,52 kN/m², para las zonas A, B y C respectivamente.

Para las comprobaciones de estado límite de servicio, la velocidad básica indicada deberá modificarse con un coeficiente según el periodo de retorno considerado, tomando para esa variable un tiempo igual al periodo de servicio con el que se proyecta el edificio, en este caso 50 años.

Periodo de retorno (años)	1	2	5	10	20	50	200
Coefficiente corrector	0,41	0,78	0,85	0,90	0,95	1,00	1,08

Figura B.4. Corrección de la velocidad básica en función del periodo de servicio. [5]

➤ Coeficientes de exposición $C_{e,i}$ y $C_{e,e}$

Los coeficientes de exposición vienen dados en función del grado de aspereza del entorno en el que se encuentra la construcción y la altura del punto a considerar.

Para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200m, los coeficientes de exposición se podrán obtener con las siguientes expresiones:

$$C_{e,i} = F * (F + 7K) \quad F = k * \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right)$$

Los parámetros K , L y Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2 del CTE-DB-SE-AE, la cual se podrá ver en la siguiente figura.

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

Figura B.5. Coeficientes para tipo de entorno [5]

➤ Coeficiente de presión interior $C_{p,i}$

El coeficiente eólico o de presión está influido por la forma y la posición respecto al viento.

La máxima depresión interior sucede cuando se encuentran abiertos todos los huecos pertenecientes a la fachada en las que no incide el viento, fachada a sotavento; mientras que aquellos huecos que se encuentran en la fachada en la que incide directamente el viento, o fachada a barlovento, se encuentran cerrados.

De la misma manera, la máxima presión interior sucede en la situación contraria a la anterior; es decir, cuando los huecos a barlovento se encuentran todos abiertos, al mismo tiempo que los huecos a sotavento están cerrados.

Estas dos situaciones se podrán entender mejor con el croquis que se muestra en la Figura B.6.

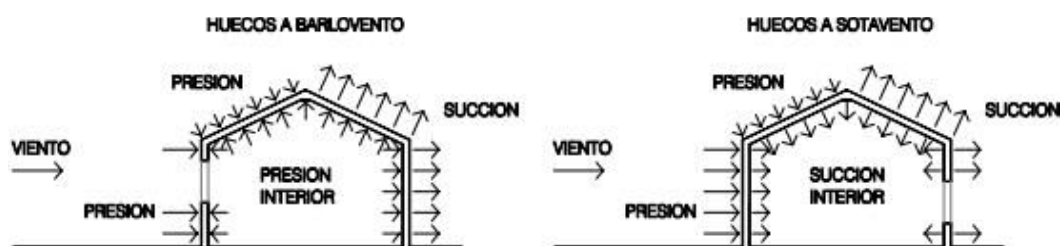


Figura B.6. Presiones producidas por la fuerza del viento en una construcción industrial [5]

Para el cálculo de dichos coeficientes de presión internos, que como se apoyará en una tabla que proporciona el CTE-DB-SE-AE, la cual se podrá observar en la Figura B.7.

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

Figura B.7. Coeficientes de presión interior [5]

➤ Coeficiente de presión exterior $C_{p,e}$

El coeficiente de presión exterior se ve afectado por la forma y la orientación y posición de la superficie del elemento respecto al viento y del área de influencia de dicho elemento. La normativa del CTE-DB-SE-AE indica que, para aquellas construcciones diáfanas, las cargas de viento se han de individualizar para cada elemento superficial que dé hacia al exterior.

- ✓ Viento en las fachadas verticales
 - Viento a 0° ($-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

Se definen cinco diferentes regiones que dividen las fachadas verticales en distintas áreas de influencia del viento. En, sacada del CTE-DB-SE-AE, se muestran dichas regiones de influencia cuando el viento está incidiendo sobre la estructura a 0°.

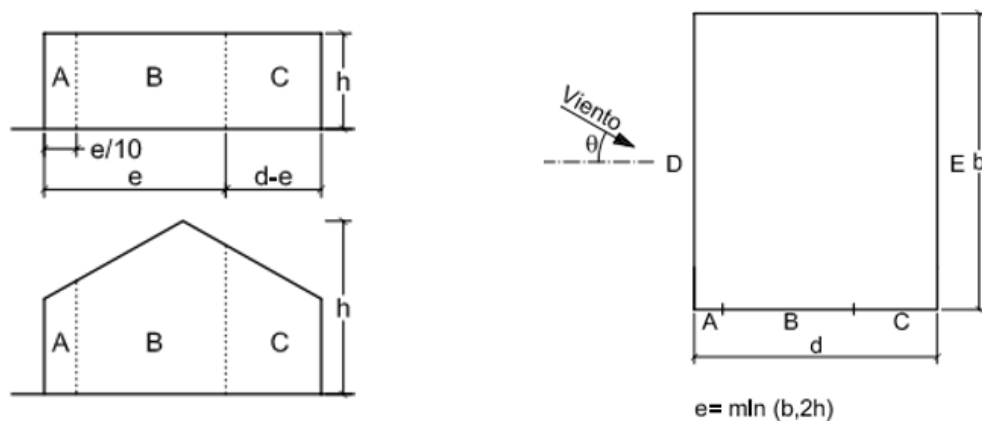


Figura B.8. Áreas de influencia, en alzado y planta, de las fachadas verticales con viento a 0° [5]

Una vez conocida la superficie de cada área de influencia, se puede utilizar la tabla D.3 del anejo D del CTE-DB-SE-AE para para obtener los coeficientes de presión para dichas áreas en función del cociente h/d y la superficie de dichas áreas. Se puede observar el extracto de la tabla D.3 utilizado en la Figura B.9.

A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Figura B.9. Coeficientes de presión exterior para fachadas verticales [5]

- Viento a 90° ($45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$)

Las nuevas zonas de influencia se podrán observar en la figura B.10.

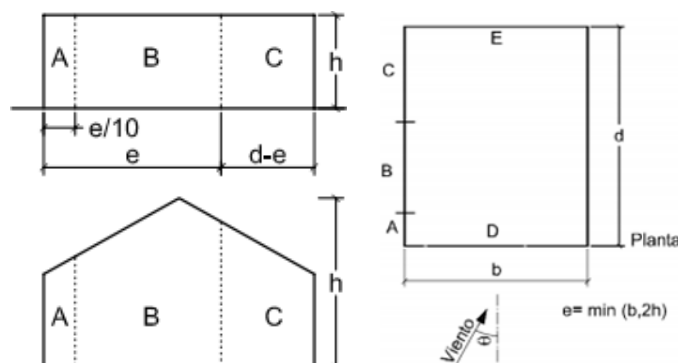


Figura B.10. Áreas de influencia, en alzado y planta, de las fachadas verticales con viento a 90° [5]

Conocido el valor de las superficies de cada una de las áreas de influencia y el cociente h/d, de nuevo utilizando la tabla que se muestra en la Figura B.9 se podrán obtener los distintos coeficientes de presión exterior para las fachadas verticales con hipótesis de viento a 90°.

✓ Viento en cubierta

- Viento a 0° ($-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)

En primer lugar, se deberá definir las nuevas regiones en las que se dividirá la cubierta de la nave industrial. Son 5 áreas de influencia, denominadas F, G, H, I y J. Estas áreas de influencia se podrán observar en la Figura B.11, correspondiente a las distintas áreas de influencia cuando el viento incide sobre la estructura a 0°.

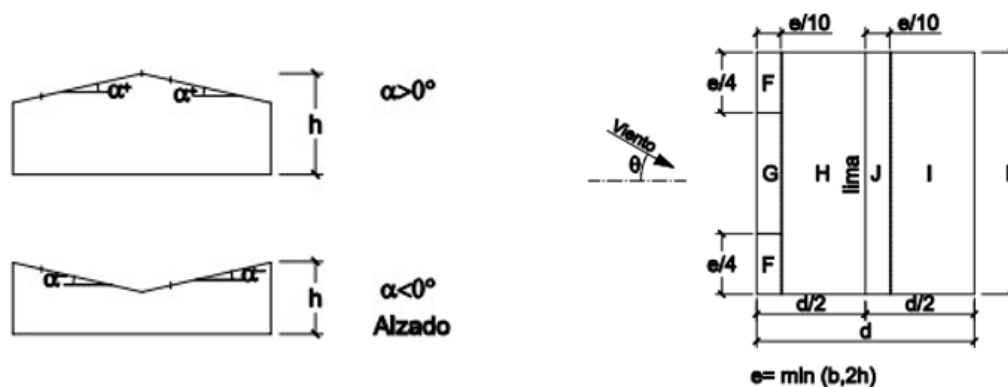


Figura B.11. Áreas de influencia, en alzado y planta, de la cubierta a dos aguas con viento a 0° [5]

Una vez conocidos estos valores, se debe emplear la tabla D.6 del anejo D del CTE-DB-SE-AE para para obtener los coeficientes de presión para cada una de las áreas de influencia en función del ángulo de inclinación en cubierta y la superficie de dichas áreas. Se puede observar el extracto de la tabla D.6 utilizado en la Figura B.12.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

Figura B.12. Coeficientes de presión exterior para cubiertas a dos aguas con viento incidente a 0° [5]

- Viento a 90° (45° ≤ θ ≤ 135°)

En esta situación, en la que el viento incide sobre fachada hastial existen exclusivamente cuatro zonas (F, G, H, I). En la siguiente figura se mostrará las distintas áreas de influencia cuando la nave está solicitada por un viento a 90°.

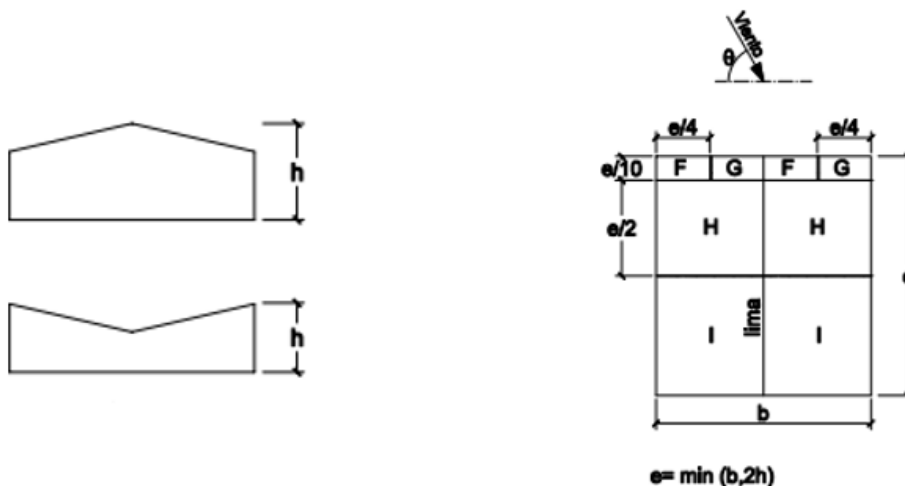


Figura B.13. Áreas de influencia, en alzado y planta, de la cubierta a dos aguas con viento a 90° [5]

Conocida la superficie de las áreas de influencia, se utilizará la tabla D.6 del anejo D del CTE-DB-SE-AE para la dirección del viento entre $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$, con el fin de obtener coeficientes de presión para cada una de las áreas de influencia en función del ángulo de inclinación en cubierta y la superficie de dichas áreas. El extracto de la tabla viene representado en la Figura B.14

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Figura B.14. Coeficientes de presión exterior para cubiertas a dos aguas con viento incidente a 90° [5]



Anexo C. Combinaciones de cargas



Como se ha mencionado anteriormente, es necesario determinar todas las combinaciones de las hipótesis de carga que pudieran ejercer al mismo tiempo sobre la estructura, teniendo en cuenta que hay un conjunto de hipótesis de carga variables que no podrán darse al mismo tiempo.

Por otro lado, no todas las acciones tienen la misma probabilidad de ocurrencia para que se puedan dar simultáneamente, por lo que, al cálculo, se ha de llevar a cabo una reducción de los valores de dichas hipótesis, por medio de unos factores de reducción, ya que en el caso de que no se aplicaran se sobredimensionaría la estructura.

Según el CTE, una combinación de acciones es un conjunto de acciones compatibles entre ellas que pueden llegar a actuar de forma simultánea para un determinado estudio.[4] De forma normalizada, una combinación de acciones está organizada por la suma de acciones permanentes, una acción variable determinante y el resto de las acciones variables que pudieran darse de forma simultánea a las anteriores, son las llamadas acciones concomitantes. A estas últimas se la aplicarán los factores de reducción, coeficientes de simultaneidad.

Se pueden definir una gran variedad de combinaciones dependiendo del caso a estudio.

- a) En el caso del estudio de ELU, se realizan aquellas combinaciones que se llevan a cabo en situaciones persistentes o transitorias, al no tenerse en consideración las cargas accidentales sísmicas o térmicas.

Por ello, la combinación de acciones que se va a emplear para el estudio de ELU para aquellas situaciones persistentes o transitorias en la siguiente:

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

Considerando la actuación simultánea de:

- Las acciones permanentes, en valor de cálculo, $(\gamma_G \cdot G_k)$, incluyendo el pretensado en el caso que hubiera $(\gamma_P \cdot P)$
- La acción variable determinante, en valor de cálculo $(\gamma_Q \cdot Q_k)$, debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente para los distintos estudios.
- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación $(\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k)$

En la siguiente figura se muestran los coeficientes de seguridad para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de ELU si su efecto es desfavorable o favorable.

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

Figura C.1. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones [4]

También, los coeficientes de simultaneidad para las acciones variables concomitantes se establecen en la Figura C.2.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

Figura C.2. Coeficientes de simultaneidad [4]

- b) Respecto al estudio de ELS, se analizarán aquellas combinaciones poco probables, que originarán las situaciones más desfavorables. Suelen ser aquellos efectos debidos a las combinaciones de acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, a partir de la siguiente expresión:

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

Considerando la actuación simultánea de:

- Todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k)
- Una acción variable cualquiera, de valor característico, (Q_k), debiendo adoptarse una tras otra sucesivamente en los distintos análisis
- El resto de las acciones variables, en valor combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$)

Los coeficientes de simultaneidad serán los mismos que para el estudio de ELU, por lo que se emplearán los identificados en la Figura C.2.

Una vez entendida toda esta información, las combinaciones de acciones posibles y compatibles entre ellas, para el estudio de ELU y ELS son las siguientes.

Tabla C.1. Combinaciones de cargas según ELU

	PP	B. Forjado (B)	Q (G1)	V(0°) H1	V(0°) H2	V(0°) H3	V(0°) H4	V(90°) H1	V(90°) H2	V(180°) H1	V(180°) H2	V(180°) H3	V(180°) H4	V(270°) H1	V(270°) H2	N(EI)	N(R) 1	N(R) 2
1	0.800																	
2	1.350																	
3	0.800	1.500																
4	1.350	1.500																
5	0.800			1.500														
6	1.350			1.500														
7	0.800	1.050		1.500														
8	1.350	1.050		1.500														
9	0.800	1.500		0.900														
10	1.350	1.500		0.900														
11	0.800			1.500														
12	1.350			1.500														
13	0.800	1.050		1.500														
14	1.350	1.050		1.500														
15	0.800	1.500		0.900														
16	1.350	1.500		0.900														
17	0.800			1.500		1.500												
18	1.350			1.500		1.500												
19	0.800	1.050		1.500		1.500												
20	1.350	1.050		1.500		1.500												
21	0.800	1.500		0.900		1.500												
22	1.350	1.500		0.900		1.500												
23	0.800			1.500		1.500												
24	1.350			1.500		1.500												
25	0.800	1.050		1.500		1.500												
26	1.350	1.050		1.500		1.500												
27	0.800	1.500		0.900		1.500												
28	1.350	1.500		0.900		1.500												
29	0.800			1.500		1.500		1.500										
30	1.350			1.500		1.500		1.500										
31	0.800	1.050		1.500		1.500		1.500										

32	1.350	1.050						1.500									
33	0.800	1.500						0.900									
34	1.350	1.500						0.900									
35	0.800								1.500								
36	1.350								1.500								
37	0.800	1.050							1.500								
38	1.350	1.050							1.500								
39	0.800	1.500							0.900								
40	1.350	1.500							0.900								
41	0.800									1.500							
42	1.350									1.500							
43	0.800	1.050								1.500							
44	1.350	1.050								1.500							
45	0.800	1.500								0.900							
46	1.350	1.500								0.900							
47	0.800										1.500						
48	1.350										1.500						
49	0.800	1.050									1.500						
50	1.350	1.050									1.500						
51	0.800	1.500									0.900						
52	1.350	1.500									0.900						
53	0.800											1.500					
54	1.350											1.500					
55	0.800	1.050										1.500					
56	1.350	1.050										1.500					
57	0.800	1.500										0.900					
58	1.350	1.500										0.900					
59	0.800												1.500				
60	1.350												1.500				
61	0.800	1.050											1.500				
62	1.350	1.050											1.500				
63	0.800	1.500											0.900				
64	1.350	1.500											0.900				
65	0.800													1.500			
66	1.350													1.500			

102	1.35 0								0.90 0							1.50 0		
103	0.80 0	1.050							0.90 0							1.50 0		
104	1.35 0	1.050							0.90 0							1.50 0		
105	0.80 0								0.900							1.50 0		
106	1.35 0								0.900							1.50 0		
107	0.80 0	1.050							0.900							1.50 0		
108	1.35 0	1.050							0.900							1.50 0		
109	0.80 0								0.900							1.50 0		
110	1.35 0								0.900							1.50 0		
111	0.80 0	1.050							0.900							1.50 0		
112	1.35 0	1.050							0.900							1.50 0		
113	0.80 0								0.900							1.50 0		
114	1.35 0								0.900							1.50 0		
115	0.80 0	1.050							0.900							1.50 0		
116	1.35 0	1.050							0.900							1.50 0		
117	0.80 0								0.900							1.50 0		
118	1.35 0								0.900							1.50 0		
119	0.80 0	1.050							0.900							1.50 0		
120	1.35 0	1.050							0.900							1.50 0		
121	0.80 0								0.900							1.50 0		
122	1.35 0								0.900							1.50 0		
123	0.80 0	1.050							0.900							1.50 0		
124	1.35 0	1.050							0.900							1.50 0		
125	0.80 0								0.900							1.50 0		
126	1.35 0								0.900							1.50 0		
127	0.80 0	1.050							0.900							1.50 0		
128	1.35 0	1.050							0.900							1.50 0		
129	0.80 0	1.500														0.75 0		
130	1.35 0	1.500														0.75 0		
131	0.80 0			1.50 0												0.75 0		
132	1.35 0			1.50 0												0.75 0		
133	0.80 0	1.050		1.50 0												0.75 0		
134	1.35 0	1.050		1.50 0												0.75 0		
135	0.80 0	1.500		0.90 0												0.75 0		
136	1.35 0	1.500		0.90 0												0.75 0		

137	0.80 0				1.50 0												0.75 0			
138	1.35 0				1.50 0													0.75 0		
139	0.80 0	1.050			1.50 0													0.75 0		
140	1.35 0	1.050			1.50 0													0.75 0		
141	0.80 0	1.500			0.90 0													0.75 0		
142	1.35 0	1.500			0.90 0													0.75 0		
143	0.80 0					1.50 0												0.75 0		
144	1.35 0					1.50 0												0.75 0		
145	0.80 0	1.050				1.50 0												0.75 0		
146	1.35 0	1.050				1.50 0												0.75 0		
147	0.80 0	1.500				0.90 0												0.75 0		
148	1.35 0	1.500				0.90 0												0.75 0		
149	0.80 0						1.50 0											0.75 0		
150	1.35 0						1.50 0											0.75 0		
151	0.80 0	1.050					1.50 0											0.75 0		
152	1.35 0	1.050					1.50 0											0.75 0		
153	0.80 0	1.500					0.90 0											0.75 0		
154	1.35 0	1.500					0.90 0											0.75 0		
155	0.80 0							1.50 0										0.75 0		
156	1.35 0							1.50 0										0.75 0		
157	0.80 0	1.050						1.50 0										0.75 0		
158	1.35 0	1.050						1.50 0										0.75 0		
159	0.80 0	1.500						0.90 0										0.75 0		
160	1.35 0	1.500						0.90 0										0.75 0		
161	0.80 0								1.50 0									0.75 0		
162	1.35 0								1.50 0									0.75 0		
163	0.80 0	1.050							1.50 0									0.75 0		
164	1.35 0	1.050							1.50 0									0.75 0		
165	0.80 0	1.500							0.90 0									0.75 0		
166	1.35 0	1.500							0.90 0									0.75 0		
167	0.80 0									1.500								0.75 0		
168	1.35 0									1.500								0.75 0		
169	0.80 0	1.050								1.500								0.75 0		
170	1.35 0	1.050								1.500								0.75 0		
171	0.80 0	1.500									0.900							0.75 0		

172	1.35 0	1.500								0.900						0.75 0			
173	0.80 0										1.500						0.75 0		
174	1.35 0										1.500						0.75 0		
175	0.80 0	1.050									1.500						0.75 0		
176	1.35 0	1.050									1.500						0.75 0		
177	0.80 0	1.500									0.900						0.75 0		
178	1.35 0	1.500									0.900						0.75 0		
179	0.80 0											1.500					0.75 0		
180	1.35 0											1.500					0.75 0		
181	0.80 0	1.050										1.500					0.75 0		
182	1.35 0	1.050										1.500					0.75 0		
183	0.80 0	1.500										0.900					0.75 0		
184	1.35 0	1.500										0.900					0.75 0		
185	0.80 0												1.500				0.75 0		
186	1.35 0												1.500				0.75 0		
187	0.80 0	1.050											1.500				0.75 0		
188	1.35 0	1.050											1.500				0.75 0		
189	0.80 0	1.500											0.900				0.75 0		
190	1.35 0	1.500											0.900				0.75 0		
191	0.80 0													1.500			0.75 0		
192	1.35 0													1.500			0.75 0		
193	0.80 0	1.050												1.500			0.75 0		
194	1.35 0	1.050												1.500			0.75 0		
195	0.80 0	1.500												0.900			0.75 0		
196	1.35 0	1.500												0.900			0.75 0		
197	0.80 0														1.500		0.75 0		
198	1.35 0														1.500		0.75 0		
199	0.80 0	1.050													1.500		0.75 0		
200	1.35 0	1.050													1.500		0.75 0		
201	0.80 0	1.500													0.900		0.75 0		
202	1.35 0	1.500													0.900		0.75 0		
203	0.80 0																	1.50 0	
204	1.35 0																	1.50 0	
205	0.80 0	1.050																1.50 0	
206	1.35 0	1.050																1.50 0	

207	0.80 0			0.90 0													1.50 0
208	1.35 0			0.90 0													1.50 0
209	0.80 0	1.050		0.90 0													1.50 0
210	1.35 0	1.050		0.90 0													1.50 0
211	0.80 0				0.90 0												1.50 0
212	1.35 0				0.90 0												1.50 0
213	0.80 0	1.050			0.90 0												1.50 0
214	1.35 0	1.050			0.90 0												1.50 0
215	0.80 0					0.90 0											1.50 0
216	1.35 0					0.90 0											1.50 0
217	0.80 0	1.050				0.90 0											1.50 0
218	1.35 0	1.050				0.90 0											1.50 0
219	0.80 0						0.90 0										1.50 0
220	1.35 0						0.90 0										1.50 0
221	0.80 0	1.050					0.90 0										1.50 0
222	1.35 0	1.050					0.90 0										1.50 0
223	0.80 0							0.90 0									1.50 0
224	1.35 0							0.90 0									1.50 0
225	0.80 0	1.050						0.90 0									1.50 0
226	1.35 0	1.050						0.90 0									1.50 0
227	0.80 0								0.90 0								1.50 0
228	1.35 0								0.90 0								1.50 0
229	0.80 0	1.050							0.90 0								1.50 0
230	1.35 0	1.050							0.90 0								1.50 0
231	0.80 0									0.900							1.50 0
232	1.35 0									0.900							1.50 0
233	0.80 0	1.050								0.900							1.50 0
234	1.35 0	1.050								0.900							1.50 0
235	0.80 0										0.900						1.50 0
236	1.35 0										0.900						1.50 0
237	0.80 0	1.050									0.900						1.50 0
238	1.35 0	1.050									0.900						1.50 0
239	0.80 0											0.900					1.50 0
240	1.35 0											0.900					1.50 0
241	0.80 0	1.050											0.900				1.50 0

242	1.35 0	1.050									0.900						1.50 0
243	0.80 0											0.900					1.50 0
244	1.35 0											0.900					1.50 0
245	0.80 0	1.050										0.900					1.50 0
246	1.35 0	1.050										0.900					1.50 0
247	0.80 0												0.900				1.50 0
248	1.35 0												0.900				1.50 0
249	0.80 0	1.050											0.900				1.50 0
250	1.35 0	1.050											0.900				1.50 0
251	0.80 0													0.900			1.50 0
252	1.35 0													0.900			1.50 0
253	0.80 0	1.050												0.900			1.50 0
254	1.35 0	1.050												0.900			1.50 0
255	0.80 0	1.500															0.75 0
256	1.35 0	1.500															0.75 0
257	0.80 0							1.50 0									0.75 0
258	1.35 0							1.50 0									0.75 0
259	0.80 0	1.050						1.50 0									0.75 0
260	1.35 0	1.050						1.50 0									0.75 0
261	0.80 0	1.500						0.90 0									0.75 0
262	1.35 0	1.500						0.90 0									0.75 0
263	0.80 0								1.50 0								0.75 0
264	1.35 0								1.50 0								0.75 0
265	0.80 0	1.050							1.50 0								0.75 0
266	1.35 0	1.050							1.50 0								0.75 0
267	0.80 0	1.500							0.90 0								0.75 0
268	1.35 0	1.500							0.90 0								0.75 0
269	0.80 0									1.50 0							0.75 0
270	1.35 0									1.50 0							0.75 0
271	0.80 0	1.050								1.50 0							0.75 0
272	1.35 0	1.050								1.50 0							0.75 0
273	0.80 0	1.500								0.90 0							0.75 0
274	1.35 0	1.500								0.90 0							0.75 0
275	0.80 0										1.50 0						0.75 0
276	1.35 0										1.50 0						0.75 0

277	0.80 0	1.050					1.50 0										0.75 0
278	1.35 0	1.050					1.50 0										0.75 0
279	0.80 0	1.500					0.90 0										0.75 0
280	1.35 0	1.500					0.90 0										0.75 0
281	0.80 0							1.50 0									0.75 0
282	1.35 0							1.50 0									0.75 0
283	0.80 0	1.050						1.50 0									0.75 0
284	1.35 0	1.050						1.50 0									0.75 0
285	0.80 0	1.500						0.90 0									0.75 0
286	1.35 0	1.500						0.90 0									0.75 0
287	0.80 0								1.50 0								0.75 0
288	1.35 0								1.50 0								0.75 0
289	0.80 0	1.050							1.50 0								0.75 0
290	1.35 0	1.050							1.50 0								0.75 0
291	0.80 0	1.500							0.90 0								0.75 0
292	1.35 0	1.500							0.90 0								0.75 0
293	0.80 0									1.500							0.75 0
294	1.35 0									1.500							0.75 0
295	0.80 0	1.050								1.500							0.75 0
296	1.35 0	1.050								1.500							0.75 0
297	0.80 0	1.500								0.900							0.75 0
298	1.35 0	1.500								0.900							0.75 0
299	0.80 0										1.500						0.75 0
300	1.35 0										1.500						0.75 0
301	0.80 0	1.050									1.500						0.75 0
302	1.35 0	1.050									1.500						0.75 0
303	0.80 0	1.500									0.900						0.75 0
304	1.35 0	1.500									0.900						0.75 0
305	0.80 0											1.500					0.75 0
306	1.35 0											1.500					0.75 0
307	0.80 0	1.050										1.500					0.75 0
308	1.35 0	1.050										1.500					0.75 0
309	0.80 0	1.500										0.900					0.75 0
310	1.35 0	1.500										0.900					0.75 0
311	0.80 0												1.500				0.75 0

347	0.80 0	1.050					0.90 0											1.50 0
348	1.35 0	1.050					0.90 0											1.50 0
349	0.80 0							0.90 0										1.50 0
350	1.35 0							0.90 0										1.50 0
351	0.80 0	1.050						0.90 0										1.50 0
352	1.35 0	1.050						0.90 0										1.50 0
353	0.80 0								0.90 0									1.50 0
354	1.35 0								0.90 0									1.50 0
355	0.80 0	1.050							0.90 0									1.50 0
356	1.35 0	1.050							0.90 0									1.50 0
357	0.80 0									0.900								1.50 0
358	1.35 0									0.900								1.50 0
359	0.80 0	1.050								0.900								1.50 0
360	1.35 0	1.050								0.900								1.50 0
361	0.80 0										0.900							1.50 0
362	1.35 0										0.900							1.50 0
363	0.80 0	1.050									0.900							1.50 0
364	1.35 0	1.050									0.900							1.50 0
365	0.80 0											0.900						1.50 0
366	1.35 0											0.900						1.50 0
367	0.80 0	1.050										0.900						1.50 0
368	1.35 0	1.050										0.900						1.50 0
369	0.80 0												0.900					1.50 0
370	1.35 0												0.900					1.50 0
371	0.80 0	1.050											0.900					1.50 0
372	1.35 0	1.050											0.900					1.50 0
373	0.80 0													0.900				1.50 0
374	1.35 0													0.900				1.50 0
375	0.80 0	1.050												0.900				1.50 0
376	1.35 0	1.050												0.900				1.50 0
377	0.80 0														0.900			1.50 0
378	1.35 0														0.900			1.50 0
379	0.80 0	1.050													0.900			1.50 0
380	1.35 0	1.050													0.900			1.50 0
381	0.80 0	1.500																0.75 0

417	0.80 0	1.500								0.90 0								0.75 0
418	1.35 0	1.500								0.90 0								0.75 0
419	0.80 0										1.500							0.75 0
420	1.35 0										1.500							0.75 0
421	0.80 0	1.050									1.500							0.75 0
422	1.35 0	1.050									1.500							0.75 0
423	0.80 0	1.500									0.900							0.75 0
424	1.35 0	1.500									0.900							0.75 0
425	0.80 0											1.500						0.75 0
426	1.35 0											1.500						0.75 0
427	0.80 0	1.050										1.500						0.75 0
428	1.35 0	1.050										1.500						0.75 0
429	0.80 0	1.500										0.900						0.75 0
430	1.35 0	1.500										0.900						0.75 0
431	0.80 0												1.500					0.75 0
432	1.35 0												1.500					0.75 0
433	0.80 0	1.050											1.500					0.75 0
434	1.35 0	1.050											1.500					0.75 0
435	0.80 0	1.500											0.900					0.75 0
436	1.35 0	1.500											0.900					0.75 0
437	0.80 0													1.500				0.75 0
438	1.35 0													1.500				0.75 0
439	0.80 0	1.050												1.500				0.75 0
440	1.35 0	1.050												1.500				0.75 0
441	0.80 0	1.500												0.900				0.75 0
442	1.35 0	1.500												0.900				0.75 0
443	0.80 0														1.500			0.75 0
444	1.35 0														1.500			0.75 0
445	0.80 0	1.050													1.500			0.75 0
446	1.35 0	1.050													1.500			0.75 0
447	0.80 0	1.500													0.900			0.75 0
448	1.35 0	1.500													0.900			0.75 0
449	0.80 0															1.500		0.75 0
450	1.35 0															1.500		0.75 0
451	0.80 0	1.050														1.500		0.75 0

452	1.35 0	1.050													1.500			0.75 0
453	0.80 0	1.500													0.900			0.75 0
454	1.35 0	1.500													0.900			0.75 0
455	0.80 0		1.50 0															
456	1.35 0		1.50 0															

Tabla C.2. Combinaciones de cargas según ELS

Com b.	PP	B_Forjado (B)	Q (G1)	V(0°) H1	V(0°) H2	V(0°) H3	V(0°) H4	V(90°) H1	V(90°) H2	V(180°) H1	V(180°) H2	V(180°) H3	V(180°) H4	V(270°) H1	V(270°) H2	N(EI)	N(R) 1	N(R) 2
1	1.000																	
2	1.000	1.000																
3	1.000			1.000														
4	1.000	1.000		1.000														
5	1.000				1.000													
6	1.000	1.000			1.000													
7	1.000					1.000												
8	1.000	1.000				1.000												
9	1.000						1.000											
10	1.000	1.000					1.000											
11	1.000							1.000										
12	1.000	1.000						1.000										
13	1.000								1.000									
14	1.000	1.000							1.000									
15	1.000									1.000								
16	1.000	1.000								1.000								
17	1.000										1.000							
18	1.000	1.000									1.000							
19	1.000											1.000						
20	1.000	1.000										1.000						
21	1.000												1.000					
22	1.000	1.000											1.000					
23	1.000													1.000				
24	1.000	1.000												1.000				
25	1.000														1.000			
26	1.000	1.000													1.000			
27	1.000															1.000		
28	1.000	1.000														1.000		
29	1.000			1.000												1.000		
30	1.000	1.000		1.000												1.000		
31	1.000				1.000											1.000		
32	1.000	1.000			1.000											1.000		
33	1.000					1.000										1.000		

34	1.00 0	1.000				1.00 0										1.00 0			
35	1.00 0						1.00 0										1.00 0		
36	1.00 0	1.000					1.00 0										1.00 0		
37	1.00 0							1.00 0									1.00 0		
38	1.00 0	1.000						1.00 0									1.00 0		
39	1.00 0								1.00 0								1.00 0		
40	1.00 0	1.000							1.00 0								1.00 0		
41	1.00 0									1.000							1.00 0		
42	1.00 0	1.000								1.000							1.00 0		
43	1.00 0										1.000						1.00 0		
44	1.00 0	1.000									1.000						1.00 0		
45	1.00 0											1.000					1.00 0		
46	1.00 0	1.000											1.000				1.00 0		
47	1.00 0													1.000			1.00 0		
48	1.00 0	1.000													1.000		1.00 0		
49	1.00 0															1.000	1.00 0		
50	1.00 0	1.000															1.000	1.00 0	
51	1.00 0																	1.000	1.00 0
52	1.00 0	1.000																1.000	1.00 0
53	1.00 0																		1.00 0
54	1.00 0	1.000																	1.00 0
55	1.00 0					1.00 0													1.00 0
56	1.00 0	1.000				1.00 0													1.00 0
57	1.00 0						1.00 0												1.00 0
58	1.00 0	1.000					1.00 0												1.00 0
59	1.00 0							1.00 0											1.00 0
60	1.00 0	1.000						1.00 0											1.00 0
61	1.00 0								1.00 0										1.00 0
62	1.00 0	1.000							1.00 0										1.00 0
63	1.00 0									1.00 0									1.00 0
64	1.00 0	1.000								1.00 0									1.00 0
65	1.00 0										1.00 0								1.00 0
66	1.00 0	1.000									1.00 0								1.00 0
67	1.00 0											1.000							1.00 0
68	1.00 0	1.000											1.000						1.00 0

69	1.00 0									1.000						1.00 0	
70	1.00 0	1.000								1.000						1.00 0	
71	1.00 0										1.000					1.00 0	
72	1.00 0	1.000									1.000					1.00 0	
73	1.00 0											1.000				1.00 0	
74	1.00 0	1.000										1.000				1.00 0	
75	1.00 0												1.000			1.00 0	
76	1.00 0	1.000											1.000			1.00 0	
77	1.00 0													1.000		1.00 0	
78	1.00 0	1.000												1.000		1.00 0	
79	1.00 0															1.00 0	
80	1.00 0	1.000														1.00 0	
81	1.00 0			1.00 0												1.00 0	
82	1.00 0	1.000		1.00 0												1.00 0	
83	1.00 0				1.00 0											1.00 0	
84	1.00 0	1.000			1.00 0											1.00 0	
85	1.00 0					1.00 0										1.00 0	
86	1.00 0	1.000				1.00 0										1.00 0	
87	1.00 0						1.00 0									1.00 0	
88	1.00 0	1.000					1.00 0									1.00 0	
89	1.00 0							1.00 0								1.00 0	
90	1.00 0	1.000							1.00 0							1.00 0	
91	1.00 0									1.00 0						1.00 0	
92	1.00 0	1.000									1.00 0					1.00 0	
93	1.00 0											1.000				1.00 0	
94	1.00 0	1.000											1.000			1.00 0	
95	1.00 0													1.000		1.00 0	
96	1.00 0	1.000														1.00 0	
97	1.00 0														1.000	1.00 0	
98	1.00 0	1.000														1.00 0	
99	1.00 0														1.000	1.00 0	
100	1.00 0	1.000													1.000	1.00 0	
101	1.00 0															1.000	1.00 0
102	1.00 0	1.000														1.000	1.00 0
103	1.00 0															1.000	1.00 0

139	1.00 0		1.00 0							1.000						1.00 0
140	1.00 0		1.00 0								1.000					1.00 0
141	1.00 0		1.00 0									1.000				1.00 0
142	1.00 0		1.00 0										1.000			1.00 0
143	1.00 0		1.00 0											1.000		1.00 0
144	1.00 0		1.00 0													1.00 0
145	1.00 0		1.00 0	1.00 0												1.00 0
146	1.00 0		1.00 0		1.00 0											1.00 0
147	1.00 0		1.00 0			1.00 0										1.00 0
148	1.00 0		1.00 0				1.00 0									1.00 0
149	1.00 0		1.00 0					1.00 0								1.00 0
150	1.00 0		1.00 0						1.00 0							1.00 0
151	1.00 0		1.00 0							1.000						1.00 0
152	1.00 0		1.00 0								1.000					1.00 0
153	1.00 0		1.00 0									1.000				1.00 0
154	1.00 0		1.00 0										1.000			1.00 0
155	1.00 0		1.00 0											1.000		1.00 0
156	1.00 0		1.00 0												1.000	1.00 0



