



UNIVERSIDAD DE JAÉN
Escuela Politécnica Superior de Linares

Trabajo Fin de Grado

ESTUDIO COMPARATIVO DE LA ESTRUCTURA DE UNA PASARELA PEATONAL

Alumno: Fernando Gálvez Mercado

Tutor: Prof. D. Javier Fernández Aceituno
Depto.: Ingeniería Mecánica y Minera

Junio, 2023

ÍNDICE GENERAL

1	RESUMEN	1
1.1	Resumen	1
1.2	Abstract	1
2	INTRODUCCIÓN	2
2.1	Localización y objetivo de la estructura	2
2.2	Antecedentes	3
2.3	Solución propuesta	4
2.4	Puentes y pasarelas peatonales	5
2.4.1	Elementos de un puente o pasarela	5
2.4.1.1	Cimientos	5
2.4.1.2	Subestructura	7
2.4.1.2.1	Estribos	7
2.4.1.2.2	Pilas	8
2.4.1.3	Superestructura	9
2.4.1.3.1	Tablero	10
2.4.2	Materiales	11
2.4.3	Tipologías	12
2.4.3.1	Puente arco	12
2.4.3.2	Puente viga	14
2.4.3.3	Puente de armadura	15
2.4.3.4	Puente colgante	16
2.4.3.5	Puente de arco atados	17
2.4.3.6	Puente atirantado	18
3	CÁLCULO DE LAS CARGAS SEGÚN LA NORMATIVA	19
3.1	Definición de la vida útil de la estructura	21
3.2	Acciones permanentes de valor constante (G)	21
3.2.1	Peso propio	22
3.2.2	Cargas muertas	22
3.2.2.1	Pavimento	23
3.2.2.2	Barandilla	24
3.3	Acciones variables (Q)	24

3.3.1	Sobrecarga de uso	24
3.3.2	Viento	25
3.3.2.1	Velocidad básica del viento	26
3.3.2.2	Velocidad media del viento	27
3.3.2.3	Empuje del viento	29
3.3.2.4	Dirección del viento	30
3.3.2.5	Empuje del viento sobre tableros	31
3.3.2.5.1	Efectos provocados por el viento transversal	31
3.3.2.5.1.1	Empuje horizontal	31
3.3.2.5.1.2	Empuje vertical	32
3.3.2.5.2	Empuje provocado por el viento longitudinal	33
3.3.2.6	Empuje del viento sobre otros elementos del puente	35
3.3.2.6.1	Arcos	36
3.3.2.6.2	Cables	37
3.3.2.6.3	Barandillas	37
3.3.2.7	Resumen cargas de viento	39
3.3.3	Nieve	39
3.3.4	Acciones accidentales (A)	41
3.3.4.1	Impactos	41
3.3.4.2	Acción sísmica (AE)	41
4	DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA	42
4.1	Modelado de la estructura	42
4.1.1	Diseño alternativo	46
4.2	Definición de la estructura	47
4.2.1	Definición de grupos	47
4.2.2	Definición de los perfiles	48
4.2.3	Definición de apoyos	49
4.2.4	Definición de las cargas	50
4.2.4.1	Peso propio	50
4.2.4.2	Pavimento	50
4.2.4.3	Barandilla	51
4.2.4.4	Sobrecarga de uso	52
4.2.4.5	Viento	52
4.2.4.5.1	Dirección X	53
4.2.4.5.2	Dirección Y	53
4.2.4.6	Nieve	54
4.2.5	Combinaciones de cargas	54
4.2.5.1	Valores representativos de las acciones	54

4.2.5.1.1	Valor representativo de las acciones permanentes	55
4.2.5.1.2	Valores representativos de las acciones variables	55
4.2.5.2	Introducción de las combinaciones en el programa	56
4.3	Cálculo de la estructura	57
4.3.1	Comprobación de los cables	59
4.3.1.1	Determinación del cable sometido a la mayor tracción	61
4.3.2	Definición de grupos y parámetros para comprobación a ELU y ELS	64
4.3.2.1	Vigas longitudinales	65
4.3.2.2	Vigas transversales inferiores	67
4.3.2.3	Vigas transversales superiores	68
4.3.2.4	Arco	68
4.3.2.4.1	Vigas no arriostradas	69
4.3.2.4.2	Vigas arriostradas	70
4.3.3	Verificación y dimensionamiento de los perfiles	70
4.3.3.1	Dimensionamiento de los cables	71
4.3.3.2	Pasarela final	73
4.3.3.3	Cálculo de las nuevas cargas de viento y verificación de los perfiles	73
4.3.3.3.1	Arco	74
4.3.3.3.2	Cables	74
4.3.3.3.3	Empuje provocado por el viento longitudinal	75
4.3.3.3.4	Resumen nuevas cargas	75
4.3.3.4	Verificación de los nuevos perfiles	76
4.3.3.5	Características de los perfiles dimensionados	77
4.4	Análisis modal	78
4.4.1	Estado límite de vibraciones en pasarelas peatonales	79
4.4.2	Análisis modal en Robot	79
4.4.2.1	Modo 1 de vibración	81
4.4.2.2	Modo 10 de vibración	81
4.5	Estructura sin cables	82
4.5.1	Cambio de cables por péndolas	82
4.5.2	Nuevas cargas de viento	83
4.5.2.1	Péndolas	83
4.5.2.2	Empuje provocado por el viento longitudinal	84
4.5.3	Nueva combinación de cargas	84
4.5.4	Definición y verificación del nuevo grupo (Péndolas)	84
4.5.5	Modos de vibración	86
4.6	Comparación de los dos tipos de pasarela	86
4.6.1	Sección	86

4.6.2	Flecha máxima	87
4.6.2.1	Pasarela con cables	87
4.6.2.2	Pasarela con péndolas	88
5	ESTIMACIÓN ECONÓMICA DE LAS PASARELAS	88
5.1	Pasarela con cables	88
5.1.1	Vigas longitudinales	89
5.1.2	Vigas Inferiores	89
5.1.3	Vigas superiores	89
5.1.4	Arcos	90
5.1.5	Cables	90
5.1.6	Masa total de elementos estructurales de acero	91
5.2	Pasarela con péndolas	91
5.2.1	Péndolas	91
5.2.2	Masa total de elementos estructurales de acero	92
5.3	Comparación de masas de cada pasarela	92
6	CONCLUSIÓN	93
7	PLANOS	93
7.1	Diseño en Autodesk Inventor para la realización de los planos	94
8	BIBLIOGRAFÍA	104

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Pesos específicos de diversos materiales [kN/m^3]	22
Tabla 3.2. Coeficientes k_r , z_0 y $z_{\min}$ según el tipo de entorno	28
Tabla 3.3. Coeficiente α según el tipo de entorno	34
Tabla 3.4. Cargas de viento resultantes	39
Tabla 3.5. Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, s_k [kN/m^2]	40
Tabla 4.1. Perfiles utilizados	48
Tabla 4.2. Pavimento	50
Tabla 4.3. Barandilla	51
Tabla 4.4. Sobrecarga de uso	52
Tabla 4.5. Viento	52
Tabla 4.6. Nieve	54
Tabla 4.7. Factores de simultaneidad ψ	56
Tabla 4.8. Introducción de los parámetros de la norma IAP-11	57
Tabla 4.9. Valores de esfuerzos para todas las barras	62
Tabla 4.10. Valores de esfuerzos para los cables	62
Tabla 4.11. Valores máximo y mínimo en el cable más desfavorable	63
Tabla 4.12. Primera verificación a ELU de los grupos	70
Tabla 4.13. Comparación entre antiguos y nuevos valores de cargas de viento	75
Tabla 4.14. Verificación a ELU y ELS de los nuevos perfiles	76
Tabla 4.15. Verificación a ELU de los nuevos grupos	76
Tabla 4.16. Perfiles dimensionados	77
Tabla 4.17. Resultados del análisis modal	80
Tabla 4.18. Verificación a ELU del grupo 5	85
Tabla 4.19. Resultados del análisis modal (sin cables)	86

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1. Situación de Andújar en España</i>	2
<i>Figura 2.2. Situación de Andújar en Andalucía</i>	3
<i>Figura 2.3. Puente romano de Andújar</i>	3
<i>Figura 2.4. Estado del puente romano</i>	4
<i>Figura 2.5. Localización del puente romano y la pasarela</i>	4
<i>Figura 2.6. Cimentación superficial</i>	6
<i>Figura 2.7. Cimentación profunda</i>	6
<i>Figura 2.8. Estribo de tierra armada</i>	8
<i>Figura 2.9. Pilas rectas</i>	9
<i>Figura 2.10. Pila circular</i>	9
<i>Figura 2.11. Tablero</i>	10
<i>Figura 2.12. 1) Cajón simple 2) Cajón mono celular canto constante 3) Alas de gaviota aligerada canto constante 4) Sección en TT 5) Cajón mono celular canto variable 6) Alas de gaviota aligerada canto variable 7) Cabeza de martillo</i>	11
<i>Figura 2.13. Puente viejo en Mostar, Bosnia y Herzegovina</i>	13
<i>Figura 2.14. Puente del infierno, Nueva York</i>	13
<i>Figura 2.15. Puente de Alcántara, Cáceres</i>	14
<i>Figura 2.16. Lake Pontchartrain Causeway, Louisiana</i>	14
<i>Figura 2.17. Puente de Niterói, Brasil</i>	15
<i>Figura 2.18. Puente de armadura, triangular</i>	15
<i>Figura 2.19. Puente de armadura.</i>	16
<i>Figura 2.20. Puente Golden Gate, San Francisco</i>	17
<i>Figura 2.21. Puente de la Barqueta, Sevilla</i>	17
<i>Figura 2.22. Puente del Alamillo, Sevilla</i>	18
<i>Figura 2.23. Puente del río Antirio, Grecia</i>	18
<i>Figura 3.1. Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$</i>	26
<i>Figura 3.2. Coeficiente de fuerza c_f para las secciones más habituales</i>	36
<i>Figura 3.3. Coeficiente de fuerza c_f para una sección rectangular</i>	38
<i>Figura 3.4. Zonas climáticas de invierno</i>	39
<i>Figura 4.1. Rejilla de trabajo en 3D</i>	42
<i>Figura 4.2. Ejes de coordenadas</i>	42
<i>Figura 4.3. Medidas del tablero</i>	43
<i>Figura 4.4. Tablero: Vigas longitudinales y transversales</i>	43
<i>Figura 4.5. Función arco</i>	44
<i>Figura 4.6. Arcos y vigas transversales superiores</i>	45
<i>Figura 4.7. Parte frontal</i>	45

Figura 4.8. Propiedades del cable	46
Figura 4.9. Pasarela final	46
Figura 4.10. Diseño alternativo	47
Figura 4.11. Parte frontal del diseño alternativo	47
Figura 4.12. TCAR 300x6	48
Figura 4.13. TREC 300x100x5	49
Figura 4.14. TRON 355x6,3	49
Figura 4.15. Definición de apoyos	50
Figura 4.16. Cargas del pavimento	51
Figura 4.17. Cargas de la barandilla	51
Figura 4.18. Cargas de la sobrecarga de uso	52
Figura 4.19. Cargas de viento en la dirección X	53
Figura 4.20. Cargas de viento en la dirección Y	53
Figura 4.21. Cargas de la nieve	54
Figura 4.22. Combinaciones de carga según la IAP-11	57
Figura 4.23. Parámetros del análisis no lineal	58
Figura 4.24. Cable número 42	59
Figura 4.25. Esfuerzos y momentos seleccionados para el cable	59
Figura 4.26. Sistemas locales	60
Figura 4.27. Diagramas de momentos y esfuerzos (cable 42)	60
Figura 4.28. Barra 48 (Cable)	63
Figura 4.29. Nudo 14	63
Figura 4.30. Fórmula del caso de carga 12	64
Figura 4.31. Parámetros – Vigas longitudinales	65
Figura 4.32. Arriostramientos pandeo Z	66
Figura 4.33. Valores de los desplazamientos (flechas)	66
Figura 4.34. Parámetros – Vigas transversales inferiores	67
Figura 4.35. Parámetros - Vigas transversales superiores	68
Figura 4.36. Parámetros – Arco no arriostrado	69
Figura 4.37. Parámetros – Arco arriostrado	70
Figura 4.38. Pasarela final	73
Figura 4.39. Perfiles dimensionados	73
Figura 4.40. HEA 220	77
Figura 4.41. TREC 300x200x10	77
Figura 4.42. TRON 114x5	78
Figura 4.43. TRON 406x6,3	78
Figura 4.44. Parámetros del análisis modal	80
Figura 4.45. Modo 1	81
Figura 4.46, Modo 10	81
Figura 4.47. Pasarela sin cables	82

<i>Figura 4.48. Diagramas de momentos y esfuerzos (péndola 42)</i>	83
<i>Figura 4.49. Parámetros – péndolas</i>	85
<i>Figura 4.50. Flecha máxima - Pasarela con cables (unidades en cm)</i>	87
<i>Figura 4.51. Flecha máxima - Pasarela con péndolas (unidades en cm)</i>	88
<i>Figura 7.1. Estructura alámbrica de la pasarela en Inventor</i>	94
<i>Figura 7.2. Plano de trabajo para las vigas longitudinales</i>	94
<i>Figura 7.3. Sección TREC 300x200x10 en Inventor</i>	95
<i>Figura 7.4. Extrusión del perfil TREC 300x200x10</i>	95
<i>Figura 7.5. Pasarela con cables en Inventor</i>	96
<i>Figura 7.6. Pasarela con péndolas en Inventor</i>	96

1 RESUMEN

1.1 Resumen

El objetivo de este proyecto es el diseño de dos tipos de pasarelas y realizar una comparativa para ver qué ventajas y desventajas tiene cada una a la hora de su utilidad.

La diferencia entre los dos tipos será que una estará sustentada con cables y la otra con perfiles regulares de acero.

El diseño y los cálculos del proyecto se centrarán únicamente en la superestructura de la pasarela. El término superestructura será definido en apartados posteriores.

La pasarela se situará en el municipio de Andújar (Jaén).

El modelado de la estructura se realizará con el software “Robot Structural Analysis”. En este programa también se introducirán las cargas calculadas a partir de la norma IAP-11 (Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera) del Ministerio de Fomento.

Posteriormente, se tendrá que comprobar si la estructura cumple la norma para las cargas que han sido calculadas y también observar qué pasarela sería la más rentable a la hora de su supuesta puesta en marcha. Si algún perfil no cumple la norma deberá ser redimensionado.

1.2 Abstract

The objective of this project is the design of two types of walkways and make a comparative to see the advantages and disadvantages that have each one at the time of their utility.

The difference between this two types will be that the first one will be supported with cables and the other one with regular steel profiles.

Project design and calculations will focus only on the superstructure of the walkway. The term superstructure will be defined in later paragraphs.

The walkway will be placed in the town of Andújar (Jaén).

The modelling will be made with the software “Robot Structural Analysis”. In this program the loads calculated by the Spanish Standar IAP-11 will be also introduced.

Then, it should be checked if the structure complies the Standar for the loads that have been calculated and observe which walkway will be the most profitable. If any profile does not comply the Standar it must be resized.

2 INTRODUCCIÓN

2.1 Localización y objetivo de la estructura

El objetivo de la pasarela será dar una alternativa a los peatones que se dirigen de la Estación de tren de Andújar a la ciudad o viceversa.

Este camino ya está conectado mediante un puente romano que atraviesa el río Guadalquivir, pero debido a los aspectos que se comentarán en el siguiente apartado es necesaria la alternativa de la pasarela que se expondrá en este proyecto.

Andújar es un municipio de la provincia de Jaén, que pertenece a Andalucía (ver Fig. 2.2) y a España (ver Fig. 2.1).



Figura 2.1. Situación de Andújar en España



Figura 2.2. Situación de Andújar en Andalucía

2.2 Antecedentes

Existe un puente romano que conecta la estación de tren con Andújar (ver Fig. 2.3), pero está en mal estado (ver Fig. 2.4) y es peligroso ya que el acerado es muy estrecho y los carriles para que circulen los vehículos no son muy anchos, lo que supone un riesgo para los transeúntes.



Figura 2.3. Puente romano de Andújar



Figura 2.4. Estado del puente romano

2.3 Solución propuesta

Por tanto, la idea supondría situar la pasarela en una zona paralela a este puente para que las personas y también gente en bicicleta puedan atravesar este tramo sin problemas.

La pasarela se situará de forma paralela al puente romano (ver Fig. 2.5).



Figura 2.5. Localización del puente romano y la pasarela

La razón de que la pasarela esté tan alejada del puente es debido a que el tramo del río estrecho más cercano se sitúa en esa zona. De esta forma no sería necesario colocar un pilar en el río que sujetara la pasarela en el medio y así los cálculos se simplificarían considerablemente.

2.4 Puentes y pasarelas peatonales

Los puentes son estructuras que conectan 2 puntos que están distanciados ya sea por un río, un lago, una carretera, un valle... Se han utilizado durante toda la historia para mejorar el transporte y el comercio alrededor de todo el mundo.

Antes de entrar en la clasificación de los distintos tipos de puentes se definirá lo que es un puente: Un puente es una estructura diseñada para cruzar un obstáculo artificial o natural, mediante una superficie, como una plataforma o tablero.

La elección del tipo de puente tendrá en cuenta factores como el tamaño del obstáculo que se requiera atravesar, el terreno, así como los requisitos de durabilidad y seguridad.

Existen diferentes tipos de puentes, cada uno con sus ventajas y desventajas, por ello habrá que escoger la tipología de puente adecuada para cada caso.

Los puentes también pueden ser clasificados en función de su material, como puede ser la madera, piedra, acero, hormigón, etc. Cada uno de estos materiales tienen sus propias ventajas y desventajas en cuanto a resistencia, durabilidad y precio.

Primero se describirán las partes y elementos principales de un puente:

2.4.1 Elementos de un puente o pasarela

Los componentes principales de un puente son los cimientos, la subestructura y la superestructura. A continuación, se describirá con detalle cada una de estas partes:

2.4.1.1 Cimientos

Para que una estructura sea segura y duradera, es imprescindible construir una buena cimentación [4]. La cimentación es la base que soporta el peso y las cargas de la estructura, y los transmite al terreno. Una cimentación bien diseñada y ejecutada garantiza un buen comportamiento estructural a lo largo de la vida útil de la obra.

El proceso de cimentación comienza con el desbroce y la limpieza del terreno, para eliminar las posibles obstrucciones o elementos indeseados. Luego se procede a la excavación, teniendo en cuenta los factores que puedan afectar a la estabilidad y la resistencia de la cimentación, como el tipo de suelo, la lluvia o las vibraciones. Una vez

excavado el terreno, se realiza un hormigonado de limpieza para nivelar y limpiar la superficie sobre la que se colocarán los elementos estructurales. Finalmente, se rellena el espacio sobrante de la excavación con material adecuado.

Las cimentaciones se clasifican en superficiales (ver Fig. 2.6) o profundas (ver Fig. 2.7) según la profundidad a la que se encuentran. Las cimentaciones superficiales usan zapatas y losas para transmitir las cargas al suelo, mientras que las cimentaciones profundas emplean pilotes o pantallas que penetran en el terreno.



Figura 2.6. Cimentación superficial



Figura 2.7. Cimentación profunda

2.4.1.2 Subestructura

La subestructura es la parte del puente encargada de transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación y se compone de:

2.4.1.2.1 Estribos

El estribo es una pieza fundamental en el diseño de los puentes, ya que soporta el peso del tablero y evita el deslizamiento del terreno [5]. El tipo de estribo que se elige depende de varios factores, como el material y la forma del tablero, la resistencia del suelo y las condiciones ambientales. Algunos aspectos que se deben tener en cuenta son: la seguridad de la vía inferior, el flujo de tráfico, la presencia de un río o un canal...

El estribo debe cumplir con las siguientes funciones: contener el terreno adyacente, colaborar con las pilas en el soporte del tablero y facilitar la transición entre la vía y el puente. En este apartado se hará una breve descripción de las distintas tipologías de estribos:

- Estribos cerrados: estos estribos tienen un muro frontal que soporta el tablero del puente y que también sirve para contener las tierras del terraplén. Los estribos cerrados pueden tener muros laterales o en vuelta para evitar el vertido de tierras sobre la vía inferior o para proteger las edificaciones cercanas.
- Estribos abiertos: estos son una tipología de estribos que se utilizan en puentes de carretera cuando la altura del terraplén es elevada. Consisten en un dintel sobre el que se apoya el tablero y unas aletas laterales que sujetan las tierras. Los estribos abiertos tienen ventajas como mejorar la visibilidad de la vía inferior y ahorrar materiales respecto a los estribos cerrados.
- Sillas cargadero: éstas son un tipo de estribos abiertos que se utilizan en puentes con tablero isostático. Consisten en vigas durmientes que se apoyan sobre los terraplenes de acceso y permiten el derrame frontal de las tierras. Se emplean cuando la altura del estribo es elevada y el terreno de cimentación es bueno.
- Estribo de tierra armada (ver Fig. 2.8): este tipo de estribos se utilizan cuando la tierra no puede desbordarse frente al nivel del estribo y el terreno es

deformable o no es posible excavar. Esto incluye armar el material del terraplén con placas o refuerzos que absorban el empuje horizontal.



Figura 2.8. Estribo de tierra armada

2.4.1.2.2 Pilas

Las pilas o columnas son las estructuras verticales de soporte de los puentes [6]. Son los apoyos intermedios que se encargan de transmitir a las cimentaciones los esfuerzos recibidos de los elementos portantes. Las pilas según su forma se pueden clasificar en:

- Pilas rectas (ver Fig. 2.9): es la forma más sencilla de pilas, es decir, con sección rectangular o cuadrada. Suelen ser rectas las pilas de gran altitud.
- Pilas curvas (ver Fig. 2.10): estas tienen forma circular o elíptica y suelen utilizarse cuando van colocadas sobre ríos, ya que este tipo de sección reduce la presión dinámica del agua.
- Pilas especiales: éstas son pilas con una sección especial debido a una exigencia estética o funcional.



Figura 2.9. Pilas rectas



Figura 2.10. Pila circular

2.4.1.3 Superestructura

Esta última parte es donde actúa la carga móvil y se compone básicamente del tablero:

2.4.1.3.1 Tablero

El tablero (ver Fig. 2.11) es el que permite el tránsito de personas y vehículos por el puente.



Figura 2.11. Tablero

Los tableros se pueden clasificar en función de su sección (ver Fig. 2.12) [7]:

- Sección de cajón simple: es la más simple de diseñar y llevar a cabo, debido a la geometría constante y sencilla de esta.
- Sección cajón mono celular: La sección consta de una zona reducida en relación al ancho total de la sección. Este tipo de sección surge de tener que reducir las dimensiones transversales de los pilares y dinteles.
- Sección ala de gaviota aligerada: este tipo de sección permite disminuir espesores manteniendo intactas las propiedades relacionadas con la resistencia.
- Sección con vigas T: esta sección es la más sencilla desde el punto de vista estructural, pero es la que genera el menor rendimiento.

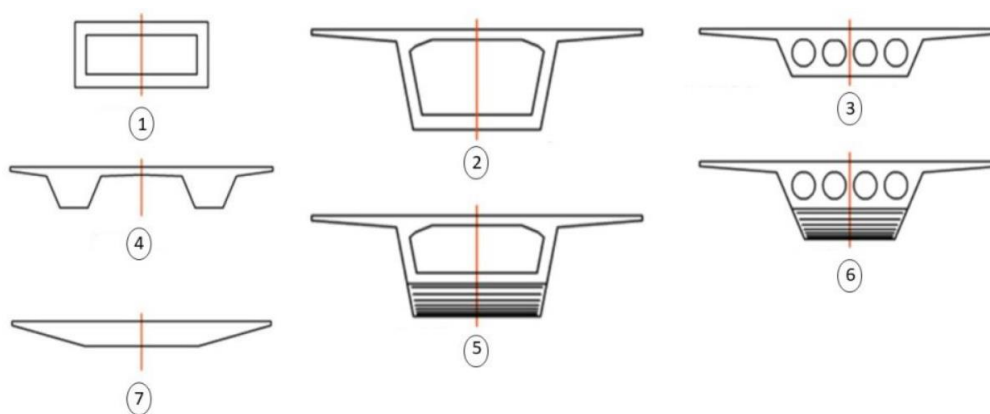


Figura 2.12. 1) Cajón simple 2) Cajón mono celular canto constante 3) Alas de gaviota aligerada canto constante 4) Sección en TT 5) Cajón mono celular canto variable 6) Alas de gaviota aligerada canto variable 7) Cabeza de martillo

2.4.2 Materiales

A lo largo de la historia, el ser humano ha mejorado de forma consistente los puentes para que tuvieran unas mayores resistencias a los movimientos del terreno [9], como los terremotos y al clima, aunque también para unir distancias cada vez de una mayor longitud.

Para conseguir estos hitos el ser humano ha tenido que modificar y ajustar las estructuras de los puentes, pero también los materiales de las que se componen.

Hay innumerables materiales que podrían ser utilizados para la construcción, pero dos de ellos son los que más se utilizan hoy en día principalmente a debido a su rendimiento y precio. Estos son el acero y hormigón.

El punto a favor del acero es su gran resistencia a determinado tipo de esfuerzos y su gran durabilidad, ya que hace frente a la corrosión y al óxido cuando se combina con un bajo porcentaje de cromo, denominado acero inoxidable.

Sin embargo, el acero también tiene sus desventajas, como por ejemplo la falla a fatiga y su fragilidad a mínimas temperaturas.

El hormigón es el segundo material que más se utiliza en la realización de puentes y pasarelas. Su punto fuerte es su longevidad, debido a que tiene una vida útil aproximadamente de 100 años.

En resumen, los materiales más utilizados en pasarelas y puentes a lo largo de la historia son:

- Madera.
- Piedra.
- Acero.
- Hormigón armado.
- Hormigón pretensado.
- Mampostería
- Mixtos.

La madera y piedra son materiales que se utilizaron principalmente en la antigüedad debido a su bajo coste y a su fácil accesibilidad.

2.4.3 Tipologías

Para deducir qué tipología será la utilizada para la pasarela de este proyecto se deben primero conocer los diferentes tipos de pasarelas y puentes [8]:

2.4.3.1 *Puente arco*

El arco es el componente principal de este tipo de puentes.

Las ventajas de este tipo de puente serían que permiten utilizar materiales simples como piedra y similares (por ello este diseño era el más utilizado en la época romana y medieval), son convenientes en lugares resistentes al empuje horizontal y también se pueden emplear para cubrir grandes distancias con varios arcos sucesivos.

La principal desventaja sería que la piedra y muchos otros materiales con los que se realizan este tipo de puentes son resistentes a esfuerzos de compresión, pero no a esfuerzos de tracción, por lo que esta tipología de puente se limita a trabajar a compresión.

Ejemplos de este tipo de puente son el puente viejo, en Mostar (ver Fig. 2.13), el puente del infierno, en Nueva York (ver Fig. 2.14) o el puente de Alcántara, en Cáceres (ver Fig. 2.15).



Figura 2.13. Puente viejo en Mostar, Bosnia y Herzegovina



Figura 2.14. Puente del infierno, Nueva York



Figura 2.15. Puente de Alcántara, Cáceres

2.4.3.2 *Puente viga*

Este tipo de puente es el más básico ya que se compone únicamente del tablero que se apoya sobre varios pilares verticales.

Ejemplos de este tipo de puentes son el puente de Louisiana (ver Fig. 2.16) y el puente de Niterói, en Brasil (ver Fig. 2.17).



Figura 2.16. Lake Pontchartrain Causeway, Louisiana



Figura 2.17. Puente de Niterói, Brasil

2.4.3.3 Puente de armadura

El puente de armadura (ver Fig. 2.18 y 2.19) es bastante popular y utiliza una malla diagonal de postes sobre el puente para darle rigidez a la estructura.



Figura 2.18. Puente de armadura, triangular



Figura 2.19. Puente de armadura.

2.4.3.4 Puente colgante

Estos tipos de puente están sostenidos por un arco invertido con cables de acero, del que se suspende el tablero a través de tirantes verticales. En este puente, las fuerzas son de compresión en los pilares y tracción en los cables principales.

Las ventajas serían que la luz puede ser bastante larga, la plataforma puede estar a gran altitud (para permitir el paso de barcos altos) y no son necesarios los apoyos centrales durante la construcción del puente.

La principal desventaja sería que en turbulencias causadas por fuertes rachas de viento se hace intransitable por su escasa rigidez.

Un ejemplo de este tipo de puente sería el puente de San Francisco (ver Fig. 2.20).



Figura 2.20. Puente Golden Gate, San Francisco

2.4.3.5 Puente de arco atados

Este tipo de puente es muy similar al puente de arco, pero transfiere el peso del puente y la carga de tráfico a los cables que sustentan la estructura

Un ejemplo de este tipo de puente sería el puente de la Barqueta, en Sevilla (ver Fig. 2.21).



Figura 2.21. Puente de la Barqueta, Sevilla

2.4.3.6 Puente atirantado

Por último, están los puentes atirantados que utilizan cables unidos a pilares verticales o inclinados para soportar el peso del tablero y el tráfico de vehículos o personas.

Ejemplos de este tipo de puentes serían el puente del Alamillo, en Sevilla (ver Fig. 2.22) o el puente del río Antirio, en Grecia (ver Fig. 2.23).



Figura 2.22. Puente del Alamillo, Sevilla



Figura 2.23. Puente del río Antirio, Grecia

3 CÁLCULO DE LAS CARGAS SEGÚN LA NORMATIVA

En este apartado se profundizará en el cálculo de las cargas que actuarán sobre la estructura para que el modelo sea lo más parecido a la realidad posible.

Se aplicarán las cargas definidas en la norma IAP-11. Como aparece en el capítulo 1 de la norma (Objeto y ámbito de aplicación) [1], también será de aplicación esta Instrucción a proyectos de estructuras que se asemejan a los puentes, como es el caso de las pasarelas para peatones, ciclistas o ciclomotores, tema principal de este proyecto.

La instrucción será aplicada de forma complementaria con el Código Técnico de la Edificación.

A continuación, se realizará una clasificación de las acciones como viene indicado en el capítulo 2.4 de la norma. Las acciones pueden clasificarse según:

a) Su naturaleza:

- *Acción directa*: es la fuerza que se aplica sobre la estructura (sobrecargas de uso, peso propio...).
- *Acción indirecta*: es una aceleración o deformación que se impone a la estructura (acciones sísmicas, térmicas, reológicas, asientos...).

b) Su variación en el tiempo:

- *Acciones permanentes de valor constante o acciones permanentes (G)*: son las acciones que se ejercen en todo momento y son constantes en magnitud y posición, para una situación de proyecto definida (peso propio de la estructura, del pavimento, de los elementos funcionales...).
- *Acciones permanentes de valor no constante (G^*)*: son las que actúan en todo momento, pero no son de magnitud constante.

En este grupo se incluyen aquellas acciones cuya variación sea función del tiempo transcurrido y se produzca en un único sentido, tendiendo hacia un determinado valor límite (acciones reológicas, asientos del bajo las cimentaciones, pretensado...).

También se incluyen otras acciones originadas por el terreno cuya magnitud no varía en función del tiempo, sino de la interacción terreno-estructura (por ejemplo, empujes sobre elementos verticales.

- *Acciones variables (Q)*: son acciones externas a la estructura que pueden actuar o no, y, si lo hacen, pueden tener diferentes valores (acciones climáticas, sobrecargas de uso...).
- *Acciones accidentales (A)*: son acciones de corta duración cuya probabilidad de actuación durante la vida útil de la estructura es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables (sismos, impactos de vehículos, avenidas de periodo de retorno importante...).

c) Su variación espacial:

- *Acciones fijas*: son las que se aplican siempre en la misma posición (por ejemplo, el peso de los elementos estructurales y de algunos elementos funcionales).
- *Acciones libres*: son las que pueden actuar en diferentes posiciones (por ejemplo, las sobrecargas de uso)

d) La respuesta estructural que producen:

- *Acciones estáticas o casi estáticas*: son las que no provocan oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.
- *Acciones dinámicas*: son las que pueden originar oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.

Para aplicar esta instrucción se adoptará la clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo.

Entonces, la clasificación de las acciones quedaría de la siguiente manera:

- Acciones permanentes de valor constante o acciones permanentes (G).
 - Peso propio de la estructura.
 - Cargas muertas: pavimento y barandilla.
- Acciones variables (Q).

- Sobrecargas de uso
- Viento
- Nieve

- Acciones accidentales (A).
 - Sismo
 - Impactos

3.1 Definición de la vida útil de la estructura

Como aparece en el apartado 2.2 de la norma: Se entiende por vida útil de una estructura al periodo de tiempo a partir de la fecha en que se finaliza su ejecución, durante el cual debe cumplir la función para la que fue construida, contando siempre con la conservación adecuada, pero sin requerir operaciones significativas de rehabilitación. Para los puentes de carretera objeto de esta instrucción se establecerá una vida útil de proyecto de cien años. Para las pasarelas se tomará una vida útil de 50 años.

3.2 Acciones permanentes de valor constante (G)

Según el apartado 3.1 de la norma: Las cargas permanentes son producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte del puente. A efectos de aplicación de esta Instrucción se clasifican en peso propio y cargas muertas.

Salvo justificación expresa, se tomarán para los materiales de construcción más usuales los siguientes pesos específicos:

Fundición	72,5
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,5
Hormigón en masa	23,0 a 24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Elementos de basalto, pórfidos y ofitas	31,0
Elementos de granito o caliza	30,0
Materiales granulares y rellenos (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Pavimentos de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

Tabla 3.1. Pesos específicos de diversos materiales [kN/m³]

3.2.1 Peso propio

Esta acción es la que corresponde al peso de los elementos estructurales y su valor característico podrá deducirse de la tabla del apartado anterior.

Se tendrá en cuenta el peso de todos los elementos proyectados, como diafragmas, rigidizadores, costillas...

En el caso del presente proyecto no será necesario realizar el cálculo del peso propio para las barras debido a que el programa Robot Structural Analysis calcula este a partir de los perfiles estructurales empleados.

3.2.2 Cargas muertas

Son cargas debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, tales como: pavimento de calzada y aceras, elementos de contención, dotaciones viales y de la propia estructura, conductos...

Para el caso de este proyecto las cargas muertas consideradas serán el peso propio del pavimento y el peso propio de la barandilla.

El espesor máximo del pavimento bituminoso proyectado y construido sobre tableros de puentes, incluida la preceptiva capa de impermeabilización y la eventual capa de regularización, no será en ningún caso superior a diez centímetros, salvo aprobación expresa de la Dirección General de Carreteras.

Para la determinación del valor característico de esta acción podrán adoptarse los pesos específicos indicados en la tabla del apartado anterior (Tabla 3.1).

Sin embargo, a efectos de cálculo, para la acción debida al pavimento se deberán considerar dos valores extremos:

- Valor inferior ($G_{k,inf}$), determinado con los espesores teóricos definidos en el proyecto.
- Valor superior ($G_{k,sup}$), obtenido incrementando un cincuenta por ciento los espesores teóricos definidos en el proyecto.

El valor que se considere para el peso del pavimento, $G_{k,inf}$ o $G_{k,sup}$, será el mismo para toda la estructura.

A continuación, se calculan las cargas muertas del pavimento y la barandilla:

3.2.2.1 Pavimento

El tablero de esta pasarela se compondrá de:

- Losa de hormigón de 10 cm de espesor.
- Hormigón de regulación de 2 cm de espesor
- Pavimento bituminoso proyectado de 2 cm de espesor.

El peso específico de estos componentes es de 23 kN/m^3 , como viene reflejado en la Tabla 3.1.

El valor superior ($G_{k,sup}$), que se empleará para estar del lado de la seguridad, incrementa en un 50% los espesores anteriores:

$$(10 + 2 + 2) \text{ cm} \cdot 1,5 = 21 \text{ cm} \quad (1)$$

Ahora, habrá que determinar el área tributaria de la carga. Como la carga será soportada por las vigas transversales, que están separadas 3 m, cada viga central soportará 1,5 m en ambos lados lo que hace un total de 3 m. Las vigas en los extremos soportarán únicamente 1,5 m, es decir la mitad de la carga que las vigas centrales.

El peso lineal distribuido del pavimento será:

$$\text{Peso del pavimento central} = 23 \frac{kN}{m^3} \cdot \frac{21}{100} m \cdot 3m = 14,49 \frac{kN}{m} \quad (2)$$

$$\text{Peso del pavimento extremos} = 23 \frac{kN}{m^3} \cdot \frac{21}{100} m \cdot 1,5m = 7,25 \frac{kN}{m} \quad (3)$$

3.2.2.2 Barandilla

Las barandillas, que estarán apoyadas en las vigas longitudinales, se colocarán tras la ejecución del pavimento y habrá una a cada lado.

Por lo tanto, en este proyecto se representarán como cargas lineales ejercidas sobre las vigas longitudinales.

Según la norma (apartado 4.1.8), las fuerzas transmitidas por la barandilla al tablero dependerán de la clase de carga de la barandilla proyectada. En puentes y pasarelas, se adoptará una clase de carga tal que la fuerza horizontal perpendicular al elemento superior de la barandilla sea como mínimo de 1,5 kN/m:

$$\text{Peso de la barandilla} = 1,5 \frac{kN}{m}$$

3.3 Acciones variables (Q)

3.3.1 Sobrecarga de uso

De acuerdo a la norma, el modelo de carga definido para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m.

En todas las cargas definidas en este apartado está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

Según el apartado 4.1.8 de la norma (Sobrecarga de uso en pasarelas) se comenta que, para la determinación de los efectos estáticos de la sobrecarga de uso debidos al tráfico de peatones, se considerará la acción simultánea de las siguientes cargas:

- a) Una carga vertical uniformemente distribuida q_{fk} de valor igual a 5 kN/m^2 .
- b) Una fuerza horizontal longitudinal Q_{flk} de valor igual al 10% del total de la carga vertical uniformemente distribuida, actuando en el eje del tablero al nivel de la superficie del pavimento.

Ambas cargas se consideran como una acción única, cuyo valor constituye el valor característico de la sobrecarga de uso cuando se combina con el resto de acciones.

Para obtener el valor de las cargas en las unidades correspondientes habrá que multiplicar los valores anteriores por el ancho tributario de las vigas, quedando de la siguiente manera:

- Vigas centrales:

$$q_{fk} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3\text{m} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (4)$$

$$Q_{flk} = q_{fk} \cdot \frac{10}{100} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{10}{100} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (5)$$

- Vigas en los extremos:

$$q_{fk} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5\text{m} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (6)$$

$$Q_{flk} = q_{fk} \cdot \frac{10}{100} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{10}{100} = 0,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (7)$$

3.3.2 Viento

Para este apartado se consultará el apartado 4.2 de la norma (Viento).

En general, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, salvo que sea necesario además considerar los efectos aeroelásticos. En el presente proyecto no será necesario considerar estos ya que la luz de la pasarela es inferior a 80 m.

En los siguientes apartados se explicará con detalle el cálculo de las cargas de la pasarela debidas al viento.

3.3.2.1 Velocidad básica del viento

Según la norma: la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno T de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento a una altura de 10 metros sobre el suelo.

A partir de la velocidad básica fundamental del viento se obtendrá la velocidad básica v_b mediante la siguiente expresión:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (8)$$

Donde:

- v_b : es la velocidad básica del viento para $T=50$ años [m/s].
- c_{dir} : es el factor direccional del viento que puede aproximarse a 1,0.
- c_{season} : es el factor estacional del viento que también puede aproximarse a 1,0.
- $v_{b,0}$: es la velocidad básica fundamental del viento [m/s] (ver Fig. 3.1).



Figura 3.1. Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$

Como se puede apreciar en la imagen, Andújar se encuentra en la zona A, por lo tanto, el valor de la velocidad básica fundamental del viento será de 26 m/s.

Y aplicando la fórmula, la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años será:

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot v_{b,0} \rightarrow v_b = v_{b,0} = 26 \frac{m}{s} \quad (9)$$

Pero el periodo de retorno de este proyecto será considerado de 100 años, así que esta velocidad básica del viento es incorrecta.

Según la norma, para un periodo de retorno diferente de 50 años, la velocidad básica del viento será:

$$v_b(T) = v_b \cdot c_{prob} \quad (10)$$

Donde:

- $v_b(T)$: es la velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T.
- T: es el periodo de retorno [años].
- c_{prob} : es el factor de probabilidad, que se obtiene de la siguiente fórmula:

$$c_{prob} = \left\{ \frac{1 - K \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \cdot \ln [-\ln(0,98)]} \right\}^n \quad (11)$$

Tomando para los parámetros K y n los siguientes valores: K=0,2 y n=0,5.

Sustituyendo valores en la ecuación anterior:

$$c_{prob} = \left\{ \frac{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right]}{1 - 0,2 \cdot \ln [-\ln(0,98)]} \right\}^{0,5} = 1,038 \quad (12)$$

Por lo tanto, la velocidad básica del viento corregida queda:

$$v_b(100) = 26 \frac{m}{s} \cdot 1,038 \rightarrow v_b(100) = 27 \frac{m}{s} \quad (13)$$

3.3.2.2 Velocidad media del viento

La velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura z sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento v_b , y se determinará según la siguiente expresión:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b(T) \quad (14)$$

Donde:

- $v_b(T)$: es la velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T.
- c_0 : es el factor de topografía, que en el caso de este proyecto se tomará como 1,0.
- $c_r(z)$: es el factor de rugosidad obtenido de la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z \geq z_{min} \\ c_r(z) &= c_r(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min} \end{aligned} \quad (15)$$

Siendo:

- z : altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o del nivel mínimo del agua bajo el puente [m].
- k_r : factor del terreno.
- z_0 : longitud de la rugosidad.
- z_{min} : altura mínima.

A efectos de calcular los parámetros anteriores, se considerarán los 5 tipos de entorno siguientes:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta al mar abierto.
- Tipo I: lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.
- Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de 15 metros.

Los coeficientes de las ecuaciones anteriores se muestran en la siguiente tabla:

TIPO DE ENTORNO	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Tabla 3.2. Coeficientes k_r , z_0 y z_{min} según el tipo de entorno

Entonces, considerando la situación del presente proyecto como entorno tipo II y la altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del nivel mínimo del agua bajo la pasarela (z) de 6 metros, el valor del factor de rugosidad será:

$$z > z_{min} \rightarrow c_r = 0,190 \cdot \ln\left(\frac{6}{0,05}\right) \rightarrow c_r = 0,910 \quad (16)$$

Y sustituyendo en la fórmula de la velocidad media del viento:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b(T) = 0,910 \cdot 1 \cdot 27 \frac{m}{s} \rightarrow v_m(z) = 24,6 \frac{m}{s} \quad (17)$$

3.3.2.3 Empuje del viento

El empuje del viento sobre cualquier elemento se calculará mediante la siguiente expresión:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T) \right] \cdot c_e(z) \cdot c_f \cdot A_{ref} \quad (18)$$

Siendo:

- F_w : el empuje horizontal del viento [N].
- ρ : densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m³.
- $v_b(T)$: velocidad básica del viento para un periodo de retorno T.
- c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado.
- A_{ref} : área de referencia, que se obtendrá como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m²].
- $c_e(z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la siguiente fórmula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \left[c_o^2 \cdot \ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7 \cdot k_l \cdot c_o \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{para } z \geq z_{min} \quad (19)$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{para } z \leq z_{min}$$

Donde:

- k_l : factor de turbulencia, que se tomará como 1,0.
- c_o , z_0 y z_{min} se definieron en el apartado anterior.

Como $z > z_{min}$, el coeficiente de exposición queda:

$$c_e(z) = 0,190^2 \cdot \left[1^2 \cdot \ln^2 \left(\frac{6}{0,05} \right) + 7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \ln \left(\frac{6}{0,05} \right) \right] \rightarrow c_e(z) = 2,04 \quad (20)$$

Y la fórmula del empuje del viento quedará de la siguiente forma:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot c_f \cdot A_{ref} \quad (21)$$

Los valores c_f y A_{ref} dependen de los elementos sobre los que actúa el viento, y se calcularán de manera independiente para cada elemento.

El empuje del viento se aplicará sobre el centro de gravedad del área de referencia del elemento en cuestión.

Se supondrá que el efecto de la sobrecarga de uso equivale a un área expuesta cuya altura se considerará igual a:

- 2 metros en puentes de carretera.
- 1,25 metros en pasarelas.

Dichas alturas se medirán desde la superficie del pavimento y se tendrán en cuenta para el cálculo tanto del coeficiente de fuerza, como el área. En el caso de coexistir distintos tipos de carga se considerará la de altura más desfavorable.

3.3.2.4 Dirección del viento

Para evaluar la acción del viento sobre la estructura se considerará su actuación en dos direcciones:

- Perpendicular al eje del tablero: dirección transversal (Y). Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).
- Paralela al eje del tablero: dirección longitudinal (X).

En general, se considerará que la acción del viento en las direcciones transversal (Y) y longitudinal (X) no es simultánea. En cambio, la componente vertical del viento, dirección Z, se considerará simultánea con el viento longitudinal (dirección X) sobre el tablero.

Por lo tanto, los dos casos de carga para el viento son los siguientes:

- Viento Y: dirección transversal (Y) y vertical (Z) del viento.
- Viento X: dirección longitudinal (X) del viento.

3.3.2.5 Empuje del viento sobre tableros

3.3.2.5.1 Efectos provocados por el viento transversal

3.3.2.5.1.1 Empuje horizontal

Siguiendo el apartado 4.2.5.1.1 de la norma: En el cálculo del empuje transversal del viento sobre el tablero, a efectos de aplicación de esta Instrucción, se pueden distinguir dos tipos de tablero: de alma llena y de celosía.

En el caso de la pasarela a estudiar el tablero es de alma llena.

Para el cálculo del empuje transversal (dirección Y) sobre estos tableros, a falta de datos experimentales, el coeficiente de fuerza en la dirección Y se determinará mediante la siguiente expresión:

$$c_{f,y} = 2,5 - 0,3 \cdot \left(\frac{B}{h_{eq}} \right) \quad (22)$$

Donde:

- B: es la anchura total del tablero (m).
- h_{eq} : es la altura equivalente [m] obtenida, considerando, además del propio tablero (en el caso de un tablero de vigas o varios cajones, se considerará únicamente el elemento de mayor canto), la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento o, si se tiene en cuenta la presencia de sobrecarga de uso, la altura de ésta, en caso de ser más desfavorable.

En cualquier caso, el coeficiente $c_{f,y}$ se considerará limitado por los valores siguientes:

$$1,3 \leq c_{f,y} \leq 2,4$$

Si los elementos no estructurales (sistemas de contención, barandillas o pantallas) son permeables al viento, no se considerarán en la determinación de esta altura equivalente, y el empuje que soportan y transmiten se calculará de forma independiente, según se indica en el apartado 4.2.7.

Entonces, la altura equivalente será la suma de 1,25 m que expone la norma en el apartado 4.2.3 (Empuje del viento) y el canto de la viga longitudinal (300 mm):

$$h_{eq} = 1,25m + 0,3m \rightarrow h_{eq} = 1,55 m \quad (23)$$

Y el coeficiente queda:

$$c_{f,y} = 2,5 - 0,3 \cdot \left(\frac{4}{1,55}\right) \rightarrow c_{f,y} = 1,729 \quad (24)$$

Entonces, el empuje transversal que sufre el tablero es:

$$F_{w,y} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2\right] \cdot 2,04 \cdot c_{f,y} \cdot A_{ref} \quad (25)$$

Para obtener el empuje transversal en unidades de fuerza partido longitud, se dividirá el área de referencia entre la longitud:

$$\frac{A_{ref}}{L} = \frac{h_{eq} \cdot L}{L} = h_{eq} \quad (26)$$

Así quedaría:

$$\frac{F_{w,y}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2\right] \cdot 2,04 \cdot c_{f,y} \cdot h_{eq} \quad (27)$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{F_{w,y}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2\right] \cdot 2,04 \cdot 1,729 \cdot 1,55 \rightarrow \frac{F_{w,y}}{L} = 2490 \frac{N}{m} = 2,49 \frac{kN}{m} \quad (28)$$

3.3.2.5.1.2 Empuje vertical

Se considerará un empuje vertical, dirección Z, sobre el tablero, actuando en el sentido más desfavorable, igual a:

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T)\right] \cdot c_e(z) \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} \quad (29)$$

Donde:

- $F_{w,z}$: es el empuje vertical del viento [N].
- $c_e(z)$: es el coeficiente de exposición.
- $c_{f,z}$: es el coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, que se tomará igual a $\pm 0,9$.
- $A_{ref,z}$: es el área en planta del tablero.

Entonces, la fuerza vertical que soportará el tablero será (sabiendo que el área en planta del tablero es su longitud por ancho: 30x4):

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot 0,9 \cdot (30 \cdot 4) \rightarrow F_{w,z} = 101,9 \text{ kN} \quad (30)$$

Para poder representar la carga en el programa y distribuir la fuerza de una forma más real, se calculará el valor de la carga que soportará cada viga transversal central y en los extremos. Como en el apartado anterior será en kN/m, así que la expresión quedará:

$$\text{Vigas centrales} \rightarrow \frac{F_{w,z}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot 0,9 \cdot 3 = 2,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (31)$$

$$\text{Vigas extremos} \rightarrow \frac{F_{w,z}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot 0,9 \cdot 1,5 = 1,255 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (32)$$

3.3.2.5.2 Empuje provocado por el viento longitudinal

Acudiendo al apartado 4.2.5.2 de la norma: Se considerará un empuje horizontal paralelo al eje del puente (dirección X) sobre los elementos de desarrollo longitudinal (tablero y barandillas).

Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección Y), multiplicado por un coeficiente reductor. El valor de dicha fracción será:

- 25% para los elementos sólidos (tableros tipo cajón, losa o vigas, sistemas de contención no permeables, pantallas anti-ruido, sobrecargas de uso...). Para el cálculo de este empuje longitudinal no se considerará la reducción debida a la inclinación de las almas en los tableros de alma llena.
- 50% para los elementos que presenten huecos (tableros tipo celosía, sistemas de contención permeables, barandillas, y en su caso, sobrecargas de uso).

El coeficiente reductor, será el definido por la expresión:

$$1 - \left[\frac{7}{c_o \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) + 7} \right] \cdot \phi \cdot \left[\frac{L}{L(z)} \right] \quad (33)$$

Donde:

- c_0 : es el factor de topografía.
- $\phi \cdot \left[\frac{L}{L(z)} \right] = 0,230 + 0,182 \cdot \ln \left[\frac{L}{L(z)} \right]$ siendo $0 \leq \phi \cdot \left[\frac{L}{L(z)} \right] \leq 1$
- L : es la longitud sobre la cual actúa el empuje longitudinal [m]. Se tomará igual a la longitud total del puente (30 m).
- $L(z)$: es la longitud integral de la turbulencia [m] definida por:

$$L(z) = 300 \cdot \left(\frac{z_{min}}{200} \right)^\alpha \quad \text{para } z < z_{min} \quad (34)$$

$$L(z) = 300 \cdot \left(\frac{z}{200} \right)^\alpha \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq 200 \quad (35)$$

$$L(z) = 300 \quad \text{para } z > 200 \quad (36)$$

- z : es la altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o de la cota mínima del nivel de agua bajo el puente [m].
- z_0, z_{min} : son los coeficientes definidos en la Tabla 3.2.
- α : es el coeficiente definido en la siguiente tabla

TIPO DE ENTORNO	α
0	0,38
I	0,44
II	0,52
III	0,61
IV	0,67

Tabla 3.3. Coeficiente α según el tipo de entorno

En el caso de este proyecto:

$$z(m) = 6 \text{ m} > z_{min} = 2 \text{ m} \rightarrow L(z) = 300 \cdot \left(\frac{6}{200} \right)^{0,52} = 48,4 \text{ m} \quad (37)$$

$$\phi \cdot \left[\frac{L}{L(z)} \right] = 0,230 + 0,182 \cdot \ln \left[\frac{30}{48,4} \right] \rightarrow \phi \cdot \left[\frac{L}{L(z)} \right] = 0,1429 \quad (38)$$

Así, el coeficiente de reducción queda:

$$c_{red} = 1 - \left[\frac{7}{1 \cdot \ln \left(\frac{6}{0,05} \right) + 7} \right] \cdot 0,1429 \rightarrow c_{red} = 0,915 \quad (39)$$

El empuje longitudinal para cada viga transversal sería:

$$\frac{F_{w,x}}{L} = 0,25 \cdot \sum \frac{F_{w,y}}{L} \cdot c_{red} \quad (40)$$

Hay dos tipos de vigas transversales, las inferiores en el tablero y las superiores que unen los arcos por la parte superior. Para cada clasificación habrá que calcular una carga de viento distinta.

Sustituyendo los valores para cada caso:

- Vigas inferiores:

$$\frac{F_{w,x}}{L} = 0,25 \cdot (2,49 + 0,231 + 0,0563 + 0,0836) \cdot 0,915 = 0,654 \frac{kN}{m} \quad (41)$$

- Vigas superiores:

$$\frac{F_{w,x}}{L} = 0,25 \cdot (0,231 + 0,0563) \cdot 0,915 = 0,0718 \frac{kN}{m} \quad (42)$$

En las vigas superiores no se ha incluido la carga de viento de 2,49 kN/m ni la de la 0,0836 kN/m porque estas corresponden a la viga longitudinal del tablero y la barandilla, las cuales no afectan a las vigas transversales superiores. Las otras cargas transversales que corresponden a las cargas aplicadas en los arcos, cables y barandillas serán calculadas en el apartado 3.3.2.6.

3.3.2.6 Empuje del viento sobre otros elementos del puente

Según el apartado 4.2.7 de la norma el cálculo del empuje del viento sobre otros elementos del puente tales como cables, barandillas, sistemas de contención, péndolas o sistemas de iluminación y señalización, se realizará a partir de las áreas de referencia y los coeficientes de fuerza (ver Fig. 3.2). Se debe tomar como área de referencia la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento.

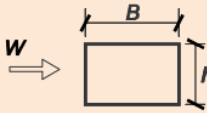
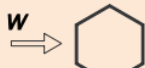
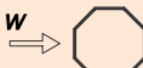
	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
 $c_f = 1,4$	 sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_o(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$ sección circular con superficie rugosa^(*), o lisa tal que: $\varnothing v_b(T) \sqrt{c_o(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$								
 $c_f = 1,8$	 $c_f = 1,6$		 $c_f = 1,45$			 $c_f = 1,3$			
 $c_f = 1,6$	 $c_f = 2,2$			 $c_f = 2,0$					

 Figura 3.2. Coeficiente de fuerza c_f para las secciones más habituales

El cálculo de este apartado se dividirá en tres: arcos, cables y barandillas. El proceso se resume a continuación:

3.3.2.6.1 Arcos

Los perfiles escogidos que forman el arco son de sección circular y tienen un diámetro de 355 milímetros.

Según la Figura 3.2, para perfiles cilíndricos lisos de diámetro ($\varnothing$) que cumple la siguiente condición, el coeficiente de fuerza es:

$$\varnothing \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} > 6 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \rightarrow c_f = 0,7 \quad (43)$$

$$\varnothing \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} < 6 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \rightarrow c_f = 1,2 \quad (44)$$

Sustituyendo valores en la ecuación:

$$0,355 \cdot 27 \cdot \sqrt{2,04} = 13,69 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} > 6 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \rightarrow c_f = 0,7 \quad (45)$$

La fuerza transversal del viento sobre los arcos es:

$$\frac{F_{w,y}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot 0,7 \cdot 0,355 \rightarrow \frac{F_{w,y}}{L} = 0,231 \frac{kN}{m} \quad (46)$$

3.3.2.6.2 Cables

La sección de los cables escogidos es de 20 cm², por lo tanto, el diámetro de estos será:

$$S = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,002}{\pi}} \rightarrow d = 0,0505 \text{ m} \quad (47)$$

Según la figura (al igual que en el caso anterior), para perfiles cilíndricos lisos de diámetro que cumple la siguiente condición, el coeficiente de fuerza es:

$$\phi \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} > 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 0,7 \quad (48)$$

$$\phi \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} < 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 1,2 \quad (49)$$

Sustituyendo valores en la ecuación:

$$0,0505 \cdot 27 \cdot \sqrt{2,04} = 1,946 \frac{m^2}{s} < 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 1,2 \quad (50)$$

La fuerza transversal del viento sobre los cables es:

$$\frac{F_{w,y}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot 1,2 \cdot 0,0505 \rightarrow \frac{F_{w,y}}{L} = 0,0563 \frac{kN}{m} \quad (51)$$

3.3.2.6.3 Barandillas

Para calcular las cargas de viento sobre la barandilla se considerará que el viento actúa únicamente sobre el área rectangular superior de esta y se despreciará el viento aplicado a los pilares de la barandilla debido a la menor sección de estos.

El área estudiada de la barandilla tendrá una base (donde se apoya la mano) de 9 centímetros y una altura de 5 centímetros.

Para un área rectangular (ver Fig. 3.3):

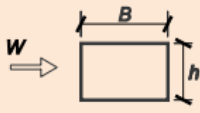
	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9

Figura 3.3. Coeficiente de fuerza c_f para una sección rectangular

$$\frac{B}{h} = \frac{9}{5} = 1,8 \quad (52)$$

Al obtener un valor de 1,8 habrá que interpolar y se obtiene un coeficiente de fuerza que es igual a:

$$\frac{B}{h} = 1,8 \rightarrow c_f = 1,74 \quad (53)$$

El área donde se aplica el viento, que es la perpendicular a la dirección de este, será la siguiente:

$$A_{ref} = L \cdot h = 30 \cdot 0,05 \rightarrow A_{ref} = 1,5 \text{ m}^2 \quad (54)$$

La fuerza transversal sobre la barandilla será:

$$\frac{F_{w,y}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot 1,8 \cdot 0,05 \rightarrow \frac{F_{w,y}}{L} = 0,0836 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (55)$$

Para poder aplicar la carga distribuida calculada, en Robot, se aplicará la misma carga uniforme distribuida sobre la viga longitudinal más un momento repartido que será igual a esta carga por la altura de la barandilla ($h=1,25$ m):

$$M = \frac{F_{w,y}}{L} \cdot h = 0,0836 \cdot 1,25 \rightarrow M = 0,1045 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad (56)$$

3.3.2.7 Resumen cargas de viento

A modo de resumen, las cargas de viento resultantes aparecen en la siguiente tabla:

TABLERO DIRECCIÓN Y (kN/m)	2,49
ARCO DIRECCIÓN Y (kN/m)	0,231
CABLES DIRECCIÓN Y (kN/m)	0,0563
CARGA BARANDILLA DIRECCIÓN Y (kN/m)	0,0836
MOMENTO BARANDILLA DIRECCIÓN -X (kN)	0,1045
VIGAS INFERIORES DIRECCIÓN X (kN/m)	0,654
VIGAS SUPERIORES DIRECCIÓN X (kN/m)	0,0718
VIGAS CENTRALES DIRECCIÓN -Z (kN/m)	2,51
VIGAS EN EXTREMOS DIRECCIÓN -Z (kN/m)	1,255

Tabla 3.4. Cargas de viento resultantes

3.3.3 Nieve

Según el apartado 4.4 de la norma: en el caso de altitudes superiores a 2200 m, será necesario un estudio específico para determinar la sobrecarga de nieve.

Primero habrá que conocer la zona climática (ver Fig. 3.4) donde se situará la pasarela.

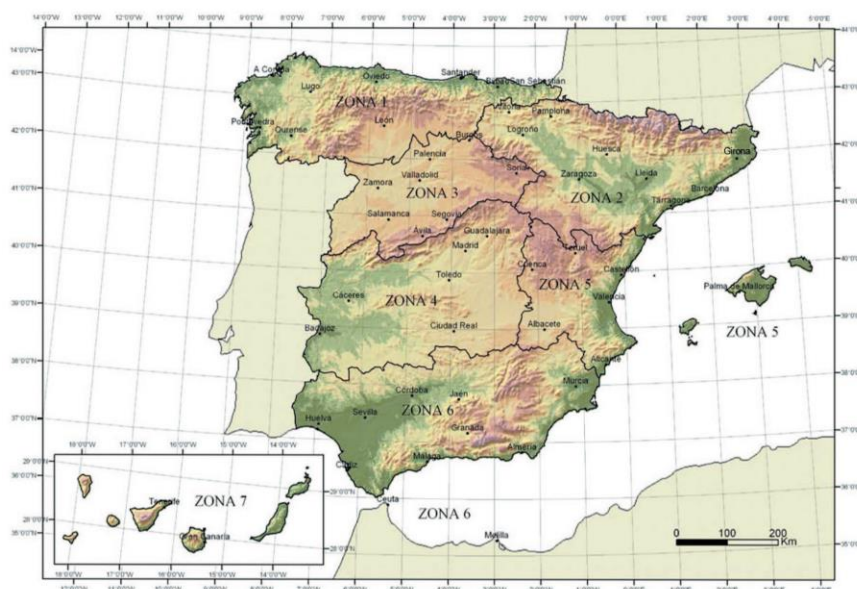


Figura 3.4. Zonas climáticas de invierno

Andújar se sitúa en la zona 6. Por lo tanto, sabiendo que tiene una altura sobre el nivel del mar de 209 m y acudiendo a la siguiente tabla, se puede obtener la sobrecarga de nieve en un terreno horizontal.

ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)							
ALTITUD [M]	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
1000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 3.5. Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal, s_k [kN/m²]

El número 209 no aparece en la tabla. Pero no será necesario interpolar ya que para 200 y 400 metros el valor de la sobrecarga de nieve es igual a:

$$s_k = 0,2 \frac{kN}{m^2}$$

Y como valor característico de la sobrecarga de nieve en tableros q_k , se puede obtener a partir de la siguiente fórmula, según la norma:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k = 0,8 \cdot 0,2 \frac{kN}{m^2} \rightarrow q_k = 0,16 \frac{kN}{m^2} \quad (57)$$

Multiplicando por el área tributaria se obtendría:

$$Vigas\ centrales \rightarrow q_k = 0,16 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m \rightarrow q_k = 0,48 \frac{kN}{m} \quad (58)$$

$$\text{Vigas en los extremos} \rightarrow q_k = 0,16 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,5m \rightarrow q_k = 0,24 \frac{kN}{m} \quad (59)$$

3.3.4 Acciones accidentales (A)

3.3.4.1 Impactos

En este proyecto no será necesario el cálculo de impactos, ya que simplemente se basa en el estudio de la superestructura. No se entra en el cálculo de pilares o pilas que serían los encargados de recibir el impacto.

3.3.4.2 Acción sísmica (AE)

Recurriendo al apartado 5.2 de la norma: La acción sísmica se considerará en el proyecto de puentes de acuerdo con las prescripciones recogidas en la vigente “Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes” (NCSP-07) o normativa que la sustituya.

Para la clasificación de los puentes por su importancia, exclusivamente a efectos de la aplicación de dicha Norma, se distinguen las siguientes categorías:

- *Puentes de importancia moderada*: se podrá incluir en esta categoría aquellos puentes o estructuras en los que la consideración de la acción sísmica no sea económicamente justificable, siempre que no sean críticos para el mantenimiento de las comunicaciones
- *Puentes de importancia normal*: son aquéllos cuya destrucción puede interrumpir un servicio necesario para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas sin que, en ningún caso, se trate de un servicio imprescindible o pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- *Puentes de importancia especial*: son aquellos cuya destrucción puede interrumpir un servicio imprescindible después de haber ocurrido un terremoto, o aumentar los daños del mismo por efectos catastróficos.

La pasarela de este proyecto pertenecerá al primer grupo de puentes, por lo tanto, no será necesario realizar el cálculo de la acción sísmica.

4 DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

La estructura será diseñada y calculada con el programa Autodesk Robot Structural Analysis. Para realizar el cálculo de ésta se introducirán los valores calculados de las cargas del apartado anterior.

4.1 Modelado de la estructura

Primero será necesario establecer la rejilla de trabajo, para así simplificar la tarea, ya que la introducción de los elementos será más fácil.

La rejilla estará compuesta por 11 líneas verticales a lo largo del eje X, 4 líneas horizontales a lo largo del eje Y, y 3 líneas horizontales a lo largo del eje Z. Las líneas correspondientes a cada eje se diferenciarán en el estilo de numeración (ver Fig. 4.1), también se muestra una imagen de los ejes de coordenadas (ver Fig. 4.2) para entender mejor el espacio tridimensional.

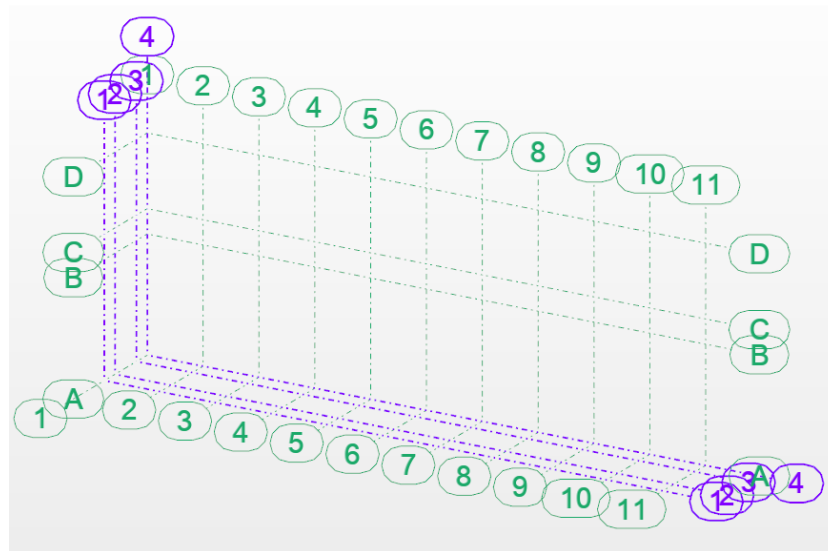


Figura 4.1. Rejilla de trabajo en 3D

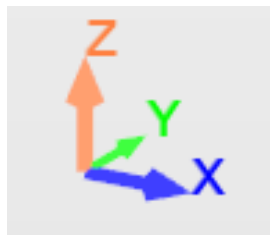


Figura 4.2. Ejes de coordenadas

Las líneas que dividen el eje Y se han representado de color morado para diferenciarlas con una mayor claridad respecto al resto de líneas.

Las líneas que dividen el eje Z representan los niveles que forman la estructura:

- Nivel 0: que corresponde al nivel mínimo del agua bajo el puente que será de 0 m.
- Nivel 1: que corresponde a la altura a la que está el tablero de la pasarela que está a 6 m respecto al nivel 0.
- Nivel 2: que corresponde a la altura de la barandilla de 1,25 m, está a un nivel de 7,25 m respecto al nivel 0.
- Nivel 3: que corresponde a la altura máxima del arco que es de 5 m y se sitúa a 11 m del nivel 0.

Entonces, la pasarela tendrá una longitud de 30 m, una anchura de 4 m y la separación entre las vigas transversales será de 3 m (ver Fig. 4.3).

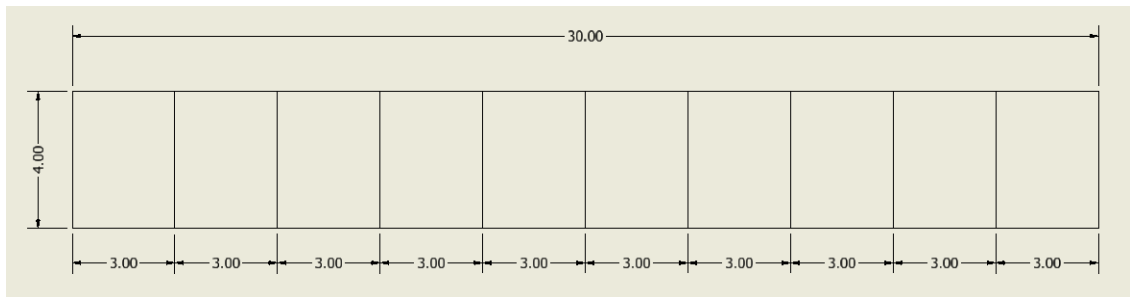


Figura 4.3. Medidas del tablero

Una vez se ha definido la rejilla de trabajo donde se situarán los perfiles se procede a la modelización. Primero se introducirán las vigas longitudinales y transversales del tablero (ver Fig. 4.4).

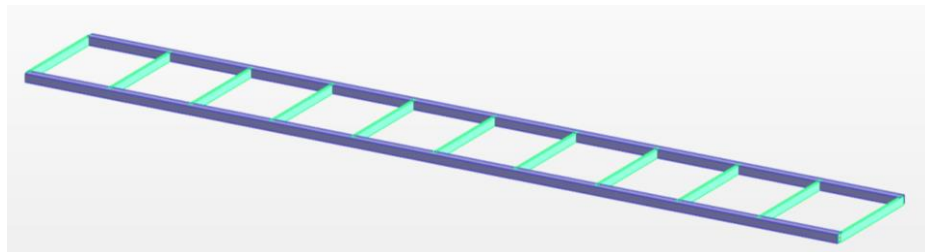


Figura 4.4. Tablero: Vigas longitudinales y transversales

Posteriormente, se diseñará el arco peraltado (se ha escogido este tipo de arco para no hacer la típica pasarela con forma de arco), a partir de la función arco (ver Fig. 4.5) que se incluye en el programa Robot. Para usar esta función simplemente habrá que seleccionar los 3 puntos que forman el arco y los perfiles se generarán automáticamente poniendo una cantidad de 10 barras por arco con una longitud de 3,22 m cada una.

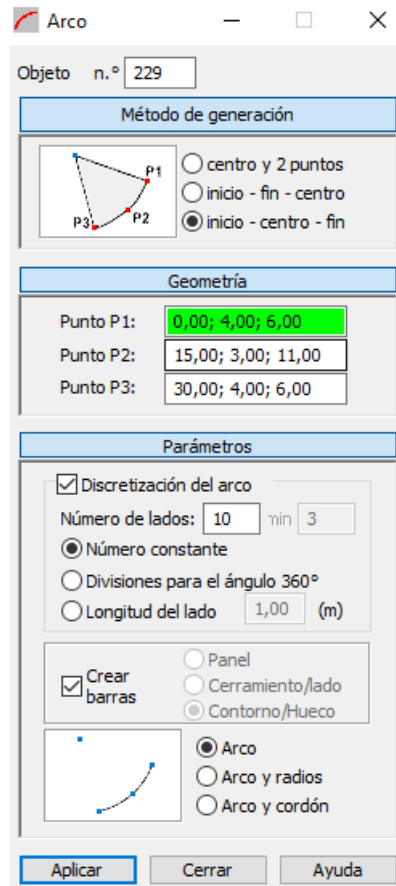


Figura 4.5. Función arco

A parte de los arcos también se añaden 5 vigas transversales, del mismo perfil que los arcos, en la parte superior de los arcos para darle rigidez a la estructura (ver Fig. 4.6).

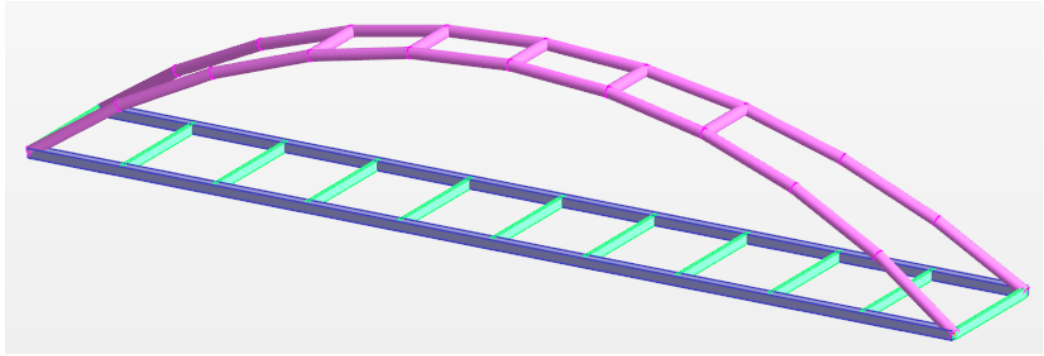


Figura 4.6. Arcos y vigas transversales superiores



Figura 4.7. Parte frontal

Como se puede observar en Fig. 4.7, los arcos tienen una leve inclinación.

Finalmente, se introducirán los cables que sustentarán la estructura. Para el módulo de cables el programa solicita la sección. Se tomará una sección de 20 cm^2 (ver Fig. 4.8), que corresponde al siguiente diámetro:

$$A = \pi \cdot R^2 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 20}{\pi}} \rightarrow D = 5,05 \text{ cm} \quad (60)$$

Nuevo cable

Nombre: CABLE_20

Color: ■

Sección AX = 20,00 (cm²)

Material: ACERO

Parámetros de montaje

☐ Tensión SIG (MPa)

☐ Fuerza Fo (kN)

☐ Longitud L (m)

☒ Dilatación dl

☒ Relativa

Agregar Cerrar Ayuda

Figura 4.8. Propiedades del cable

Una vez se han introducido los cables el diseño de la pasarela estará completo (ver Fig. 4.9).

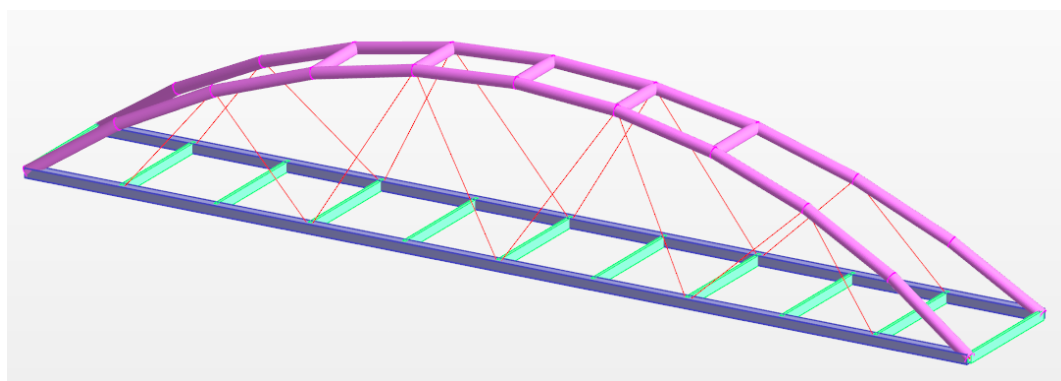


Figura 4.9. Pasarela final

4.1.1 Diseño alternativo

En un inicio se barajó la posibilidad de llevar a cabo un diseño de pasarela más estético (ver Fig. 4.10 y 4.11). Pero debido a su escasa funcionalidad y rigidez se descartó este diseño.

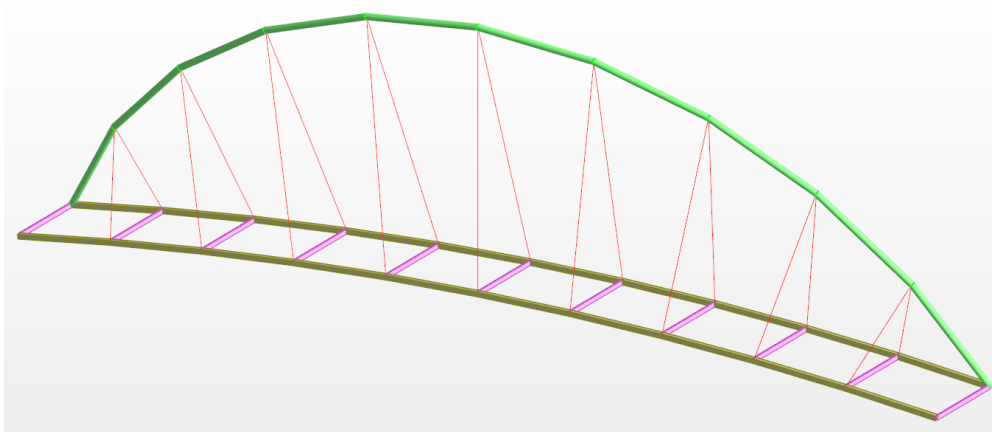


Figura 4.10. Diseño alternativo

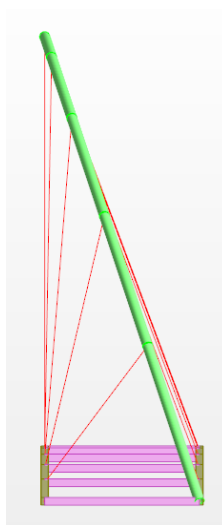


Figura 4.11. Parte frontal del diseño alternativo

4.2 Definición de la estructura

4.2.1 Definición de grupos

Una vez se ha diseñado la pasarela se deben crear los grupos de barras para facilitar los redimensionamientos posteriores. Los grupos de barras serán:

- Vigas longitudinales: son las dos vigas de 30 m de longitud que se sitúan en la zona del tablero.
- Vigas inferiores: son las vigas transversales que se sitúan en el tablero separadas una distancia de 3 metros entre ellas.

- Vigas superiores: son las vigas transversales que se encuentran en la parte superior del arco de la pasarela.
- Arcos: son los perfiles que en su conjunto forman los arcos.
- Cables: son los cables que sustentan la estructura.

4.2.2 Definición de los perfiles

Los perfiles que se han utilizado en esta pasarela (ver Fig. 4.12, 4.13 y 4.14) son perfiles normalizados por la Unión Europea.

ELEMENTOS	PERFIL
VIGA LONGITUDINAL	TCAR 300x6
VIGA INFERIOR TRANSVERSAL	TREC 300x100x5
ARCO Y VIGA SUPERIOR TRANSVERSAL	TRON 355X6,3

Tabla 4.1. Perfiles utilizados

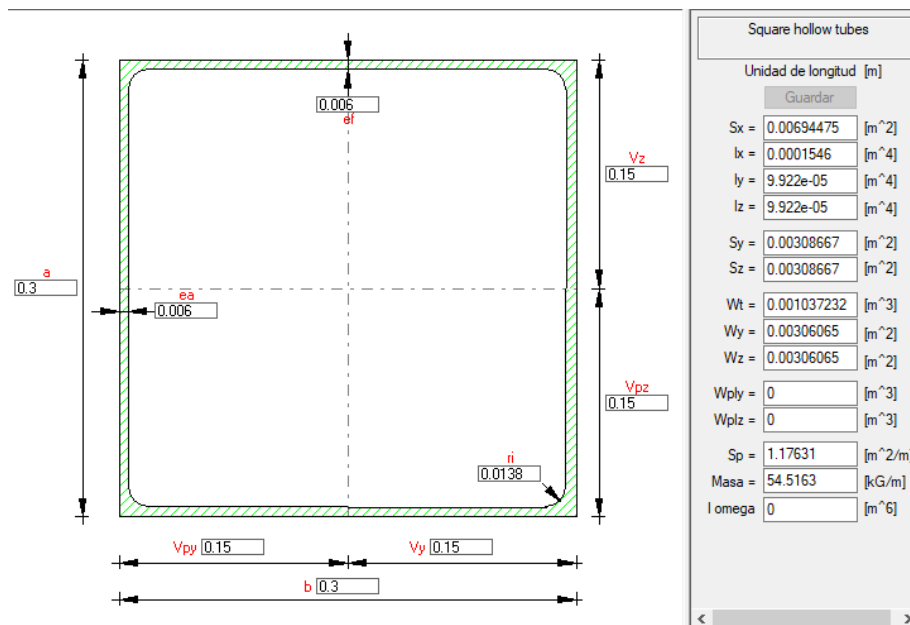


Figura 4.12. TCAR 300x6

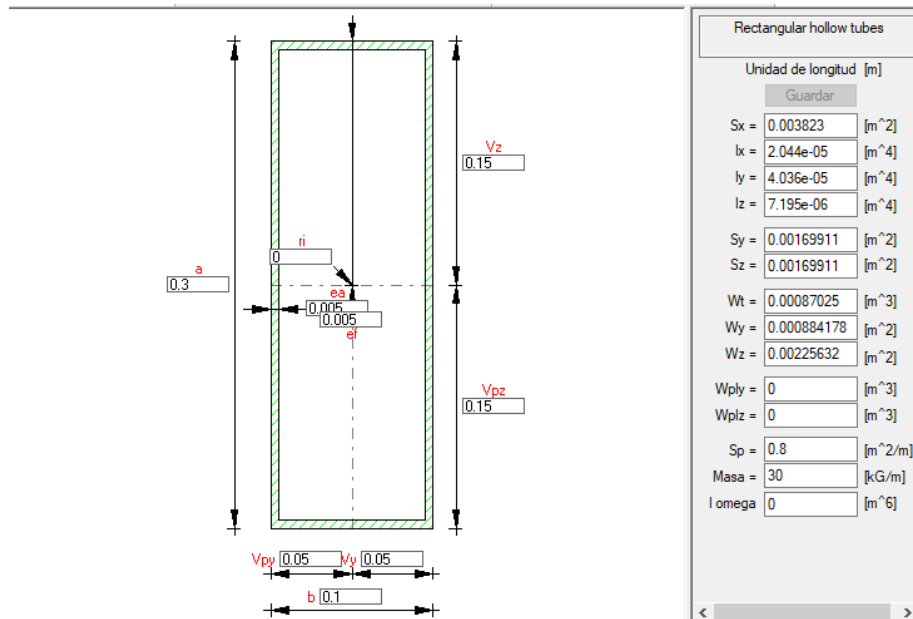


Figura 4.13. TREC 300x100x5

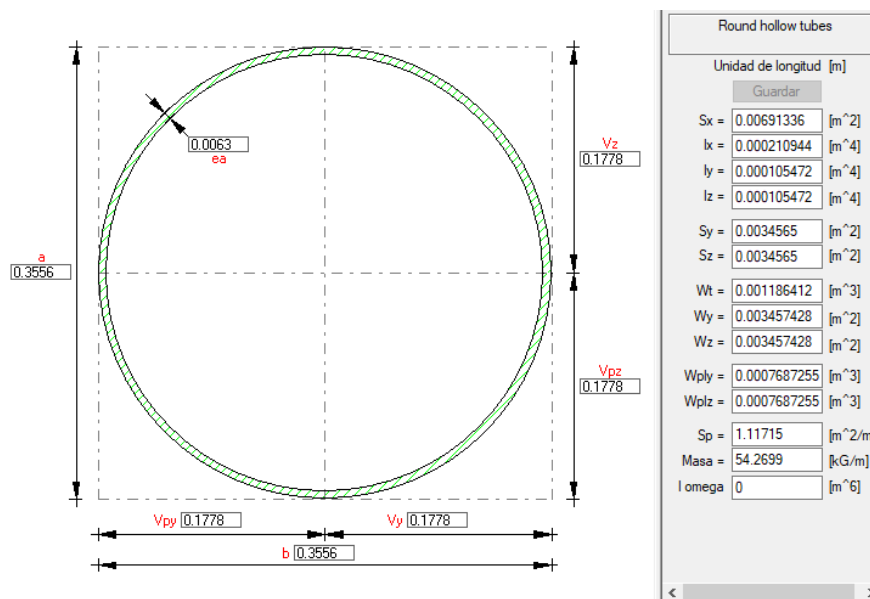


Figura 4.14. TRON 355x6,3

4.2.3 Definición de apoyos

Los apoyos que se usarán para la pasarela serán los apoyos empotrados. Estos vienen por defecto en el programa, por lo que no habrá que crear ningún tipo de apoyo nuevo.

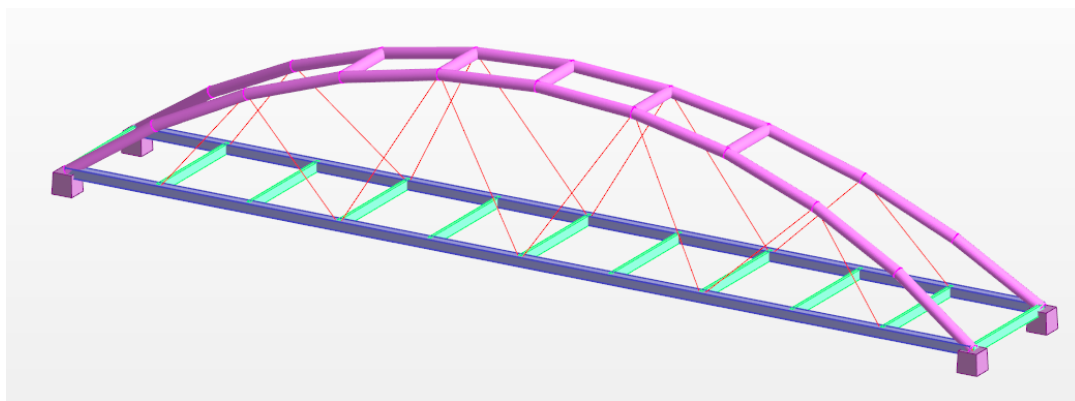


Figura 4.15. Definición de apoyos

Los apoyos empotrados se ven representados mediante cubos de color rosa (ver Fig. 4.15).

4.2.4 Definición de las cargas

Para poder definir las cargas, primero habrá que generar los distintos casos de carga en el programa. Todos los valores de las cargas han sido calculados en el apartado 3 de este proyecto.

4.2.4.1 *Peso propio*

El peso propio será un caso de carga de tipo permanente y el valor de esta carga será calculado automáticamente por el programa en función de los perfiles que han sido introducidos.

4.2.4.2 *Pavimento*

El peso del pavimento ha sido calculado anteriormente y será introducido como la carga distribuida en cada viga inferior (ver Fig. 4.16). Las vigas en los extremos tendrán la mitad del valor que las vigas centrales debido al ancho tributario de cada tipo de viga.

	PAVIMENTO (kN/m)
VIGAS CENTRALES	14,49
VIGAS EXTREMOS	7,25

Tabla 4.2. Pavimento

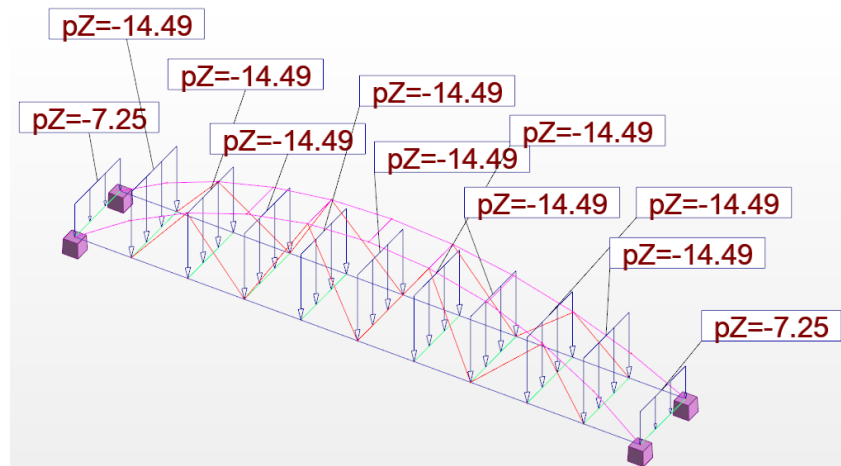


Figura 4.16. Cargas del pavimento

La pasarela se ve de forma alámbrica para apreciar de una manera más clara las cargas.

Obviamente, estas cargas tienen la dirección del eje Z y un sentido negativo en el mismo.

4.2.4.3 Barandilla

El peso de la barandilla se representará mediante una carga distribuida de 1,5 kN/m (como especifica la norma) a lo largo de las dos vigas longitudinales (ver Fig. 4.17).

	BARANDILLA (kN/m)
VIGAS LONGITUDINALES	1,5

Tabla 4.3. Barandilla

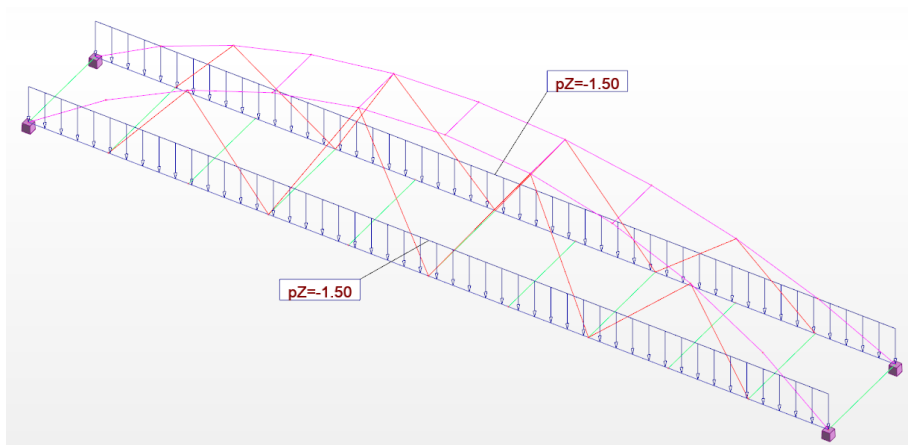


Figura 4.17. Cargas de la barandilla

4.2.4.4 Sobrecarga de uso

En este caso, a parte de la carga vertical también hay una carga horizontal en cada viga transversal inferior (ver Fig. 4.18).

	CARGA VERTICAL (kN/m)	CARGA HORIZONTAL (kN/m)
VIGAS CENTRALES	15	1,5
VIGAS EXTREMOS	7,5	0,75

Tabla 4.4. Sobrecarga de uso

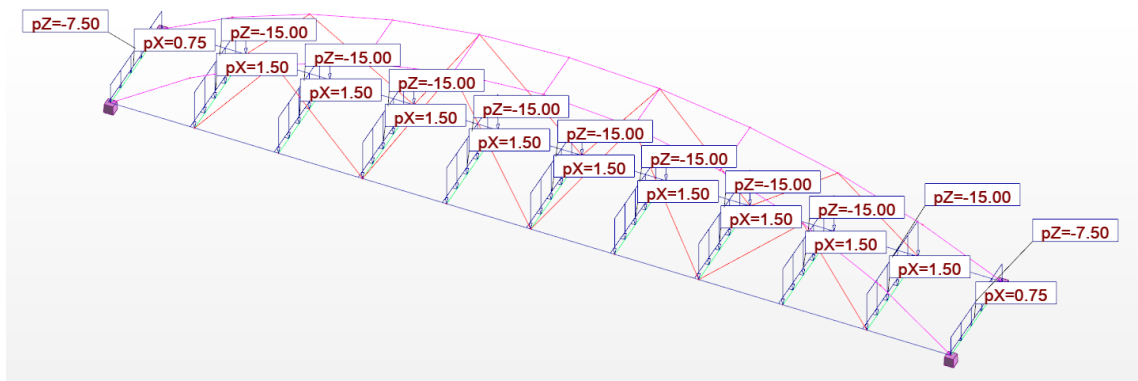


Figura 4.18. Cargas de la sobrecarga de uso

4.2.4.5 Viento

El empuje del viento también es representado mediante cargas distribuidas, como se ha calculado en el apartado de las cargas de viento, y se resumen en la siguiente tabla:

TABLERO DIRECCIÓN Y (kN/m)	2,49
ARCO DIRECCIÓN Y (kN/m)	0,231
CABLES DIRECCIÓN Y (kN/m)	0,0563
CARGA BARANDILLA DIRECCIÓN Y (kN/m)	0,0836
MOMENTO BARANDILLA DIRECCIÓN -X (kN)	0,1045
VIGAS INFERIORES DIRECCIÓN X (kN/m)	0,654
VIGAS SUPERIORES DIRECCIÓN X (kN/m)	0,0718
VIGAS CENTRALES DIRECCIÓN -Z (kN/m)	2,51
VIGAS EN EXTREMOS DIRECCIÓN -Z (kN/m)	1,255

Tabla 4.5. Viento

Se dividirá en el programa en dos casos de carga (como especifica la norma):

4.2.4.6 Nieve

Las cargas que generan el peso de la nieve también han sido calculadas con anterioridad, estarán aplicadas únicamente sobre las vigas transversales inferiores (ver Fig. 4.21).

	NIEVE (kN/m)
VIGAS CENTRALES	0,48
VIGAS EXTREMOS	0,24

Tabla 4.6. Nieve

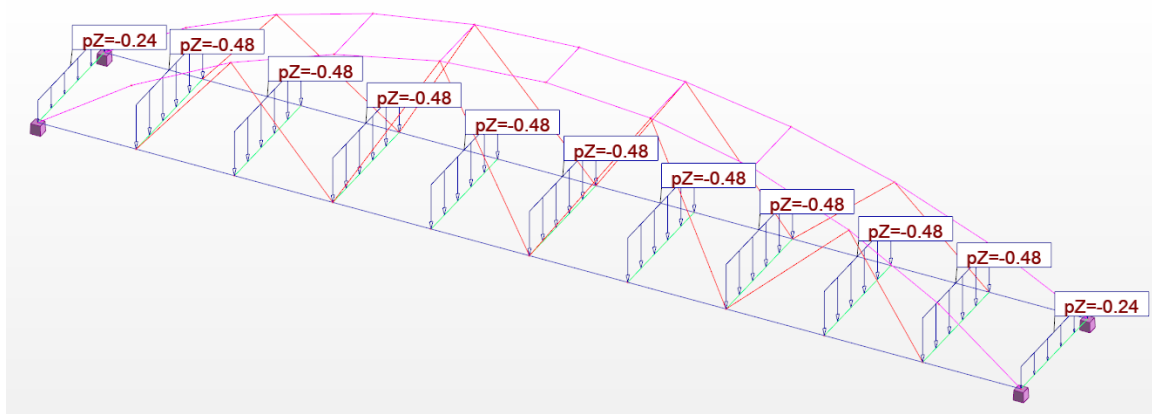


Figura 4.21. Cargas de la nieve

Una vez han sido introducidas todas las cargas, se procede a realizar el cálculo de la estructura. Al no encontrarse ningún fallo es oportuno continuar.

4.2.5 Combinaciones de cargas

4.2.5.1 Valores representativos de las acciones

Según el apartado 6.1 de la norma: El valor representativo de una acción es el valor de la misma utilizado para la verificación de los estados límite.

El principal valor representativo de las acciones es su valor característico, que se ha calculado con anterioridad. Para las acciones variables se considerarán, además, otros valores representativos.

4.2.5.1.1 Valor representativo de las acciones permanentes

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, que coincide con su valor característico.

En el caso del peso del pavimento, se tomarán dos valores característicos, $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$, definidos en el apartado 3.2.2.1.

4.2.5.1.2 Valores representativos de las acciones variables

Para cada una de las acciones variables, además de su valor característico, calculado en el apartado 3.3, se considerarán los siguientes valores representativos:

- Valor de combinación (ψ_0): será el valor de la acción cuando actúe con alguna otra acción variable, para tener en cuenta la pequeña probabilidad de que actúen simultáneamente los valores más desfavorables de varias acciones independientes.

Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite últimos en situación persistente o transitoria y de estados límite de servicio irreversibles.

- Valor frecuente (ψ_1): será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante un periodo de corta duración respecto a la vida útil del puente. Corresponde a un periodo de retorno de una semana.

Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límites de servicio reversibles.

- Valor casi-permanente (ψ_2): será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente

Este valor se utilizará también en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límite de servicios reversibles, además de en la evaluación de los efectos diferidos.

El valor de los factores de simultaneidad ψ será diferente según la acción tratada. Se adoptarán los valores recogidos en la siguiente tabla:

ACCIÓN			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

Tabla 4.7. Factores de simultaneidad ψ

4.2.5.2 Introducción de las combinaciones en el programa

Por último, se introducirán las distintas combinaciones de acciones que soportará la pasarela. Para ello, se utilizará la opción combinaciones manuales. No se puede usar la opción de combinaciones automáticas debido a que la pasarela está sustentada por cables, lo que genera un cálculo no lineal.

La norma por defecto que viene en el programa es la CTE DB-SE:2006, pero en este proyecto se aplica la norma IAP-11. Por lo tanto, habrá que crear un nuevo archivo e introducir los parámetros de la IAP-11 que son los que aparecen en la tabla 4.7 del apartado anterior:

	Nature	Subnature	γ_{max}	γ_{min}	γ_s	γ_a	$\Psi_{0,1}$	$\Psi_{0,2}$	$\Psi_{0,3}$	$\Psi_{0,n}$	Ψ_1	$\Psi_{2,1}$	$\Psi_{2,n}$	Ψ_K	ξ_l	ξ_z
1	Dead		1.35	1	1	1										
2	Live		1.5		1		0.4				0.4					
3	Wind		1.5		1		0.3				0.2					
4	Snow		1.5		1		0.8									
5	Temperature		1.5		1		0.6				0.6	0.5				
6	Accidental					1										
7	Seismic					1										
8																

Tabla 4.8. Introducción de los parámetros de la norma IAP-11

Una vez se han introducido estos parámetros ya se podrá proceder a la generación de las combinaciones de carga (ver Fig. 4.22). La opción “Combinaciones manuales – generación” permite que las combinaciones estén definidas como casos distintos de combinaciones manuales.

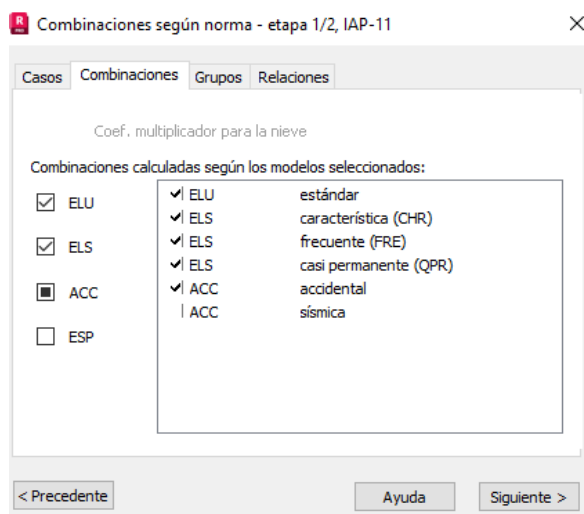


Figura 4.22. Combinaciones de carga según la IAP-11

4.3 Cálculo de la estructura

Cuando se han generado todas las combinaciones de carga necesarias se procede a realizar el cálculo de la estructura.

El cálculo tendrá un error tipo “Divergencia del problema no lineal” en diversos casos de carga, esto se debe a que, al usar cables, el comportamiento del modelo cuando un pequeño incremento de carga produce un cambio importante en la forma de deformación hace que se dificulte la obtención de una solución convergente.

Por lo tanto, habrá que reducir los incrementos de carga con los que el programa calcula el equilibrio (ver Fig. 4.23), dando lugar a un mayor número de cálculos de equilibrio y, por tanto, aumentando el costo computacional. Para ello, se realizan los siguientes pasos:

1. Cambiar el método de cálculo para las combinaciones y los casos de carga divergentes.
2. Ir al menú desplegable Análisis > Tipo de análisis > “Cambiar tipo de análisis” para acceder a las opciones de algoritmos del análisis no lineal y definir el algoritmo Newton – Raphson para los casos divergentes y las combinaciones de carga mediante los ajustes que se nombran en los siguientes pasos.
3. Cambiar el número de incrementos de la carga predeterminado (5) por un valor mayor (20).
4. Marcar la casilla de “Actualizar la matriz después de cada iteración”.
5. Aumentar el valor de los valores de tolerancia a 0,005.

Figura 4.23. Parámetros del análisis no lineal

Una vez llevados a cabo los anteriores pasos se vuelve a realizar el cálculo de la estructura y no se obtiene ningún error.

4.3.1 Comprobación de los cables

Lo más llamativo de este modelo de pasarela es el uso de cables para sustentar el tablero y debe saberse que los cables únicamente trabajan a tracción, nunca a compresión. Por lo tanto, se recurrirá a la herramienta del programa Robot de “Resultados>Análisis detallado” y se seleccionará un cable cualquiera (ver Fig. 4.24) y un caso de carga, por ejemplo: Pavimento, para ver cómo está trabajando:

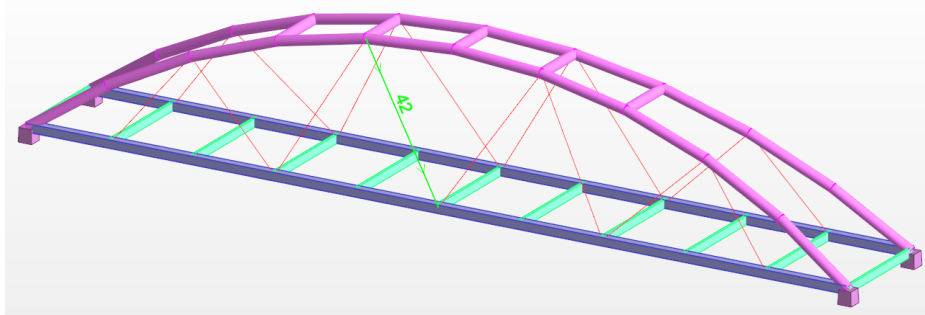


Figura 4.24. Cable número 42

Se seleccionarán los esfuerzos y momentos en las 3 direcciones del espacio (ver Fig. 4.25).

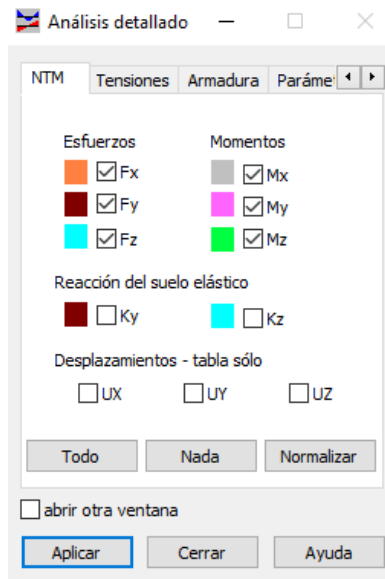


Figura 4.25. Esfuerzos y momentos seleccionados para el cable

Se aprovechará para explicar la importancia de que en el programa Robot los esfuerzos y momentos que se generan en una barra estarán referenciados sobre el sistema local de la barra (ver Fig. 4.26) y no sobre el sistema global del espacio.

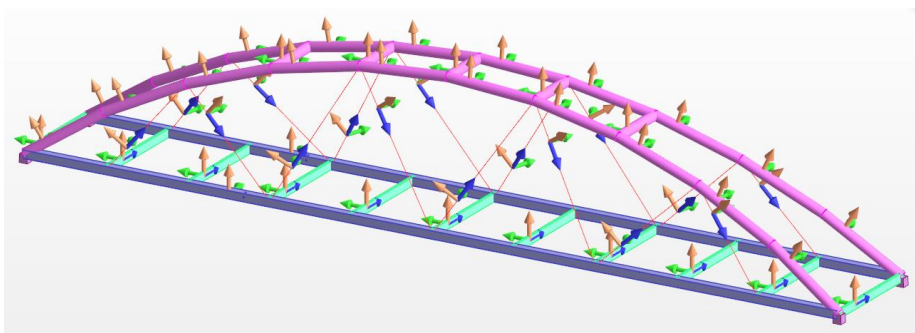


Figura 4.26. Sistemas locales

Los diagramas de esfuerzos y momentos resultantes para el cable 42 se muestran en la siguiente Figura:

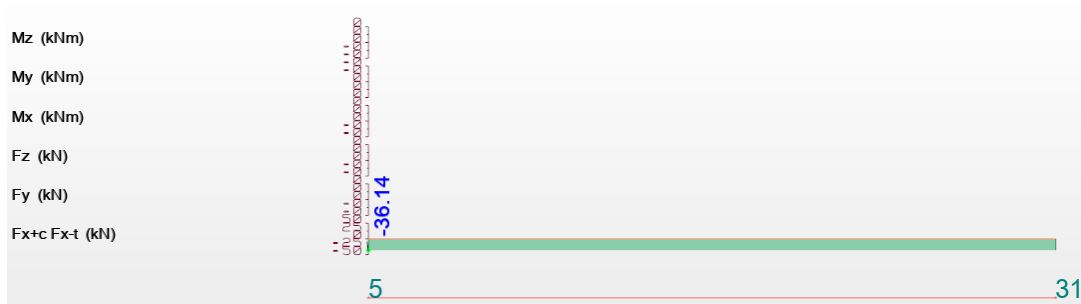


Figura 4.27. Diagramas de momentos y esfuerzos (cable 42)

Se puede ver que el único valor de esfuerzo o momento que hay es una fuerza en la dirección longitudinal de la barra (dirección X en coordenadas locales). También se puede apreciar que este valor es negativo.

La convención de signos para los elementos barra (o cable) en el programa Robot es el que sigue:

- F_x es positivo para las fuerzas de compresión que actúan en el elemento de barra.
- Momentos de plegado positivos M_y produce tensión en las fibras de viga que se encuentran en el lado negativo del eje de coordenadas local Z.
- Los signos F_z y F_y dependen de la variación correspondiente del momento de flexión, ya que las fuerzas de corte realmente derivan de la curva del momento de flexión.

Por lo tanto, cuando se desplaza por la barra en la dirección positiva del eje local X:

- Si el valor del momento de plegado aumenta, la fuerza de corte F_z es positiva

- Si el valor del momento de plegado disminuye, la fuerza de corte F_z es negativa

En el caso del cable 42, como el axil es negativo indica que hay una fuerza de tracción lo que muestra que el cable está trabajando correctamente y que el cálculo de los cables es correcto.

4.3.1.1 Determinación del cable sometido a la mayor tracción

Una vez se ha demostrado que los cables trabajan únicamente a tracción se procederá a buscar qué cable soportará el mayor axil de tracción y en qué caso de carga sucede esto.

Para ello, recurriremos a la función de Robot “Resultados>Resultados>Esfuerzos – tabla”. Aparecerá una tabla con todos los esfuerzos clasificados por su aplicación en el apartado Barra/Nudo/Caso. Estos esfuerzos son:

- F_x (kN): Fuerza en el eje local X.
- F_y (kN): Fuerza en el eje local Y.
- F_z (kN): Fuerza en el eje local Z.
- M_x (kNm): Momento en el eje local X.
- M_y (kNm): Momento en el eje local Y.
- M_z (kNm): Momento en el eje local Z.

La tabla de valores obtenidos se puede ver en la siguiente imagen:

Barra/Nudo/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 1/ 1	19,43	-0,02	0,67	0,07	-4,23	0,36
1/ 1/ 2	276,25	-3,81	-15,19	-17,14	-5,14	-5,14
1/ 1/ 3	73,44	-1,07	-4,16	-0,02	4,84	-1,54
1/ 1/ 4	284,24	-3,91	-15,56	-0,13	17,40	-5,25
1/ 1/ 5	55,34	-2,82	-1,41	-0,57	-1,81	-7,63
1/ 1/ 6	32,20	-0,19	0,03	0,08	-3,66	0,13
1/ 1/ 7	804,15	-11,90	-43,53	-0,70	47,84	-17,53
1/ 1/ 8	794,61	-11,77	-43,01	-0,69	47,26	-17,36
1/ 1/ 9	792,27	-10,75	-43,17	-0,41	48,08	-14,24
1/ 1/ 10	782,72	-10,62	-42,65	-0,41	47,50	-14,07
1/ 1/ 11	410,61	-5,62	-22,50	-0,20	25,29	-7,52
1/ 1/ 12	707,08	-10,59	-38,25	-0,65	41,96	-15,81
1/ 1/ 13	697,54	-10,46	-37,73	-0,64	41,38	-15,64
1/ 1/ 14	695,19	-9,44	-37,89	-0,36	42,20	-12,52
1/ 1/ 15	685,64	-9,31	-37,37	-0,35	41,62	-12,35
1/ 1/ 16	313,53	-4,31	-17,22	-0,15	19,40	-5,80
1/ 1/ 17	607,88	-11,56	-32,17	-1,24	33,64	-21,22
1/ 1/ 18	598,34	-11,43	-31,66	-1,24	33,07	-21,05
1/ 1/ 19	459,08	-9,56	-24,13	-1,16	24,79	-18,60
1/ 1/ 20	449,53	-9,43	-23,61	-1,16	24,21	-18,43
1/ 1/ 21	510,83	-10,25	-26,90	-1,19	27,78	-19,50
1/ 1/ 22	501,29	-10,12	-26,38	-1,18	27,20	-19,33
1/ 1/ 23	362,03	-8,25	-18,86	-1,11	18,92	-16,88
1/ 1/ 24	352,49	-8,13	-18,34	-1,10	18,35	-16,71
1/ 1/ 25	583,28	-8,93	-31,58	-0,58	34,66	-13,64
1/ 1/ 26	571,38	-7,78	-31,21	-0,29	34,90	-10,35
1/ 1/ 27	434,44	-6,93	-23,52	-0,50	25,78	-11,02
1/ 1/ 28	422,54	-5,78	-23,15	-0,21	26,01	-7,73
1/ 1/ 29	486,21	-7,62	-26,30	-0,52	28,78	-11,92
1/ 1/ 30	474,30	-6,47	-25,93	-0,24	29,01	-8,63
1/ 1/ 31	337,37	-5,62	-18,24	-0,44	19,90	-9,30
1/ 1/ 32	325,46	-4,47	-17,87	-0,16	20,12	-6,01
1/ 1/ 33	575,92	-8,50	-31,25	-0,48	34,45	-12,47
1/ 1/ 34	569,56	-8,41	-30,90	-0,48	34,07	-12,36
1/ 1/ 35	567,97	-7,73	-31,00	-0,29	34,60	-10,28

Tabla 4.9. Valores de esfuerzos para todas las barras

Esta tabla recoge una gran cantidad de valores que no son necesarios.

Para el objetivo de este apartado únicamente serán útiles los esfuerzos en los cables, por lo tanto, se seleccionan estos, que en el programa están clasificados como las barras 39 a 54:

Barra/Nudo/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
39/ 23/ 1	-14,56	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 2	-64,99	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 3	-33,31	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 4	-65,97	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 5	-28,66	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 6	-20,78	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 7	-148,26	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 8	-146,77	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 9	-145,18	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 10	-143,69	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 11	-85,98	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 12	-133,10	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 13	-131,61	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 14	-130,02	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 15	-128,53	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 16	-70,81	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 17	-120,28	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 18	-118,79	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 19	-97,22	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 20	-95,73	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 21	-105,13	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 22	-103,65	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 23	-82,07	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 24	-80,58	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 25	-114,01	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 26	-110,92	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 27	-90,94	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 28	-87,84	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 29	-98,86	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 30	-95,76	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 31	-75,78	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 32	-72,68	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 33	-112,36	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 34	-111,37	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
39/ 23/ 35	-110,28	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay

Tabla 4.10. Valores de esfuerzos para los cables

Como se puede observar en la tabla anterior, **en los cables únicamente hay valores de tracción.**

Para determinar el valor máximo de tracción se usará la pestaña que aparece debajo de la tabla “Extremos globales”, esta tabla es la siguiente:

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	0,0	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
Barra	40	39	39	39	39	39
Nudo	3	23	23	23	23	23
Caso	1	1	1	1	1	1
MIN	-159,12	No hay	No hay	No hay	No hay	No hay
Barra	48	39	39	39	39	39
Nudo	14	23	23	23	23	23
Caso	12	1	1	1	1	1

Tabla 4.11. Valores máximo y mínimo en el cable más desfavorable

Según el criterio de signos del programa Robot, el valor máximo de tracción es el valor mínimo en el programa, ya que los axiles de tracción son negativos. En esta tabla se puede ver que el valor mínimo de tracción (en valor absoluto) es 0, por lo tanto, es correcto.

Entonces, el caso, barra, nudo y valor del axil es:

$$\text{Caso 12} \rightarrow \text{Barra 48} \rightarrow \text{Nudo 14} \rightarrow F_x = 159,12 \text{ kN}$$

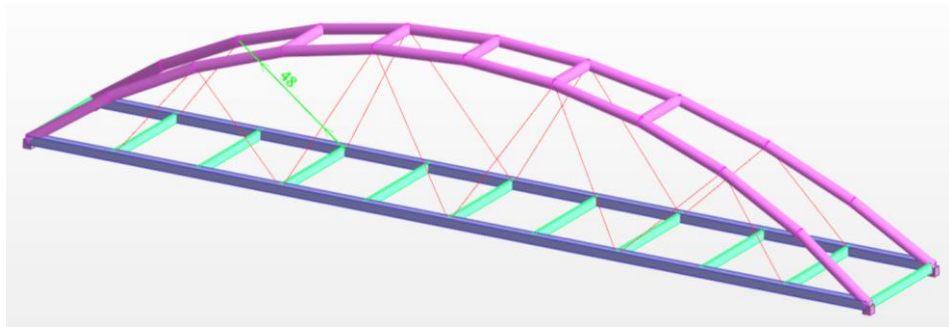


Figura 4.28. Barra 48 (Cable)

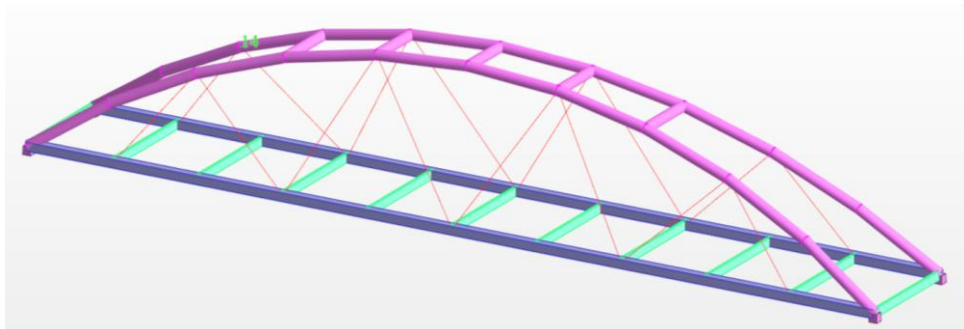


Figura 4.29. Nudo 14

Por lo tanto, este cable (ver Fig. 4.28) será el más desfavorable de la estructura.

El caso 12 es un ELU (Estado Límite Último) que sigue la siguiente fórmula:

$$12 \text{ (ELU:STD/5=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 6*0.45 + 7*1.20)}$$

Figura 4.30. Fórmula del caso de carga 12

4.3.2 Definición de grupos y parámetros para comprobación a ELU y ELS

En este apartado se clasificarán todos los perfiles de la pasarela y se establecerán los parámetros correspondientes.

A la hora de introducir los parámetros será necesario saber que, según el apartado 7.1.1 de la IAP-11, se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera [1]:

- $L/1000$ en puentes de carretera.
- $L/1200$ en pasarelas o en puentes con zonas peatonales.

Siendo L la luz del vano (longitud de la pasarela).

Como en la IAP-11 no aparece ninguna información sobre flechas horizontales, ni verticales en vigas que no compongan el tablero, se deberá verificar que la flecha, ya sea vertical u horizontal, correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera:

- $L/350$.

Donde L es la distancia entre apoyos de la viga estudiada.

Uno de los parámetros será el coeficiente de pandeo. El pandeo es un fenómeno que afecta a los perfiles sometidos a compresión por lo que habrá que asignar coeficientes de pandeo según cómo esté situado el perfil y en sus dos planos principales (en el caso de este proyecto el Y y Z). Los coeficientes de pandeo se clasifican en:

- Empotrado – Empotrado: $\alpha=0,5$.
- Articulado – Empotrado: $\alpha=0,7$.
- Articulado – Articulado: $\alpha=1$.

- Libre – Empotrado: $\alpha=2$.

4.3.2.1 Vigas longitudinales

Son las barras 21 y 22. Los parámetros definidos se pueden ver en la siguiente imagen:

Figura 4.31. Parámetros – Vigas longitudinales

El coeficiente de pandeo del eje Y (plano XZ) será de 0,5 ya que se considera que la viga está empotrada en ambos extremos y los cables no dificultan el pandeo por lo que no se consideran arriostramientos.

En el caso del pandeo en el eje Z (plano XY) las vigas longitudinales están arriostradas por las vigas transversales cada 3 m a lo largo de los 30 m de viga (ver Fig. 4.32).

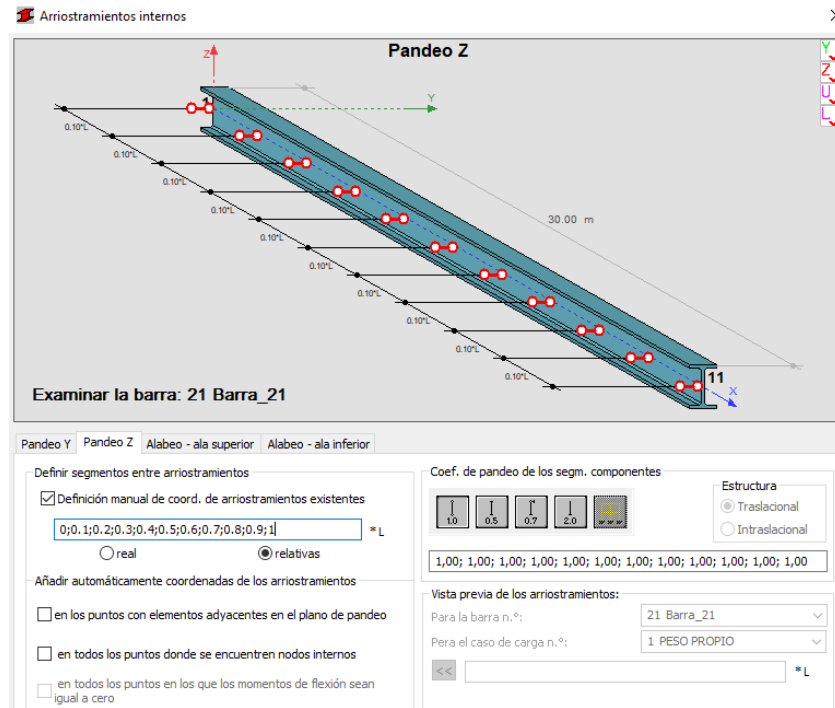


Figura 4.32. Arriostramientos pandeo Z

No se considera pandeo lateral ni pandeo flexo – torsor. Por último, se define la flecha:

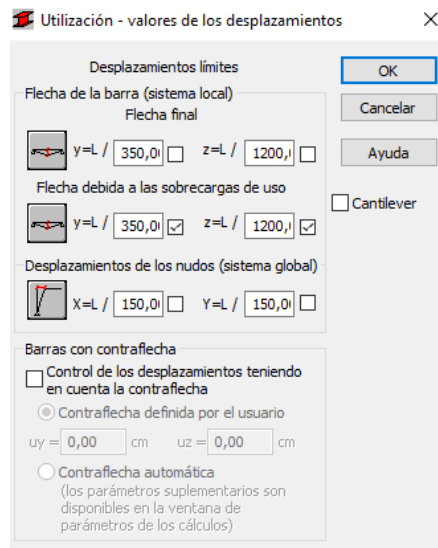


Figura 4.33. Valores de los desplazamientos (flechas)

Se ha considerado una flecha final máxima en el eje Z de $L/1200$ y de $L/350$ en el eje Y (ver Fig. 4.33), como se ha especificado anteriormente. Hay que destacar que la flecha se mide respecto a los ejes locales de las vigas.

Para el resto de casos se considerará una flecha máxima de $L/350$ tanto en el eje Z como en el Y.

4.3.2.2 Vigas transversales inferiores

A este grupo pertenecen de la barra 23 a la 33. Los parámetros escogidos son los siguientes:

Definición de la barra - parámetros - UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014

Tipo de barra: VIGA INFERIOR

Pandeo respecto al eje y: Longitud de la barra ly: ☐ real ☒ coeficiente 1,00

Pandeo respecto al eje z: Longitud de la barra lz: ☐ real ☒ coeficiente 1,00

Coef. de longitud de pandeo y: 0,50 translacional

Coef. de longitud de pandeo z: 0,50 translacional

Curva de pandeo y: auto

Curva de pandeo z: auto

☐ Pandeo flexo-torsor

Parámetros de pandeo lateral

☒ Pándeo lateral

Nivel de carga: ☒ ala superior ☐ ala inferior ☐ Ninguna

Momento crítico: ☒ Automático ☐ Usuario

Curva de pandeo lateral: auto

Lcr = lo

Mcr = 1,00 kN*m

☐ Método general [6.3.2.2] ☒ Método detallado [6.3.2.3] ☐ Método simplificado para las vigas con rigidizadores laterales [6.3.2.4]

Lambda LT,0 = 0.4

Beta = 0.75

kfi = 1.1

Conjuntos adicionales de parámetros de la barra

☒ Flechas y desplazamientos límites:

☐ Secciones compuestas:

☐ Secciones de paredes delgadas:

☐ Parámetros del análisis de resist. al fuego:

Figura 4.34. Parámetros – Vigas transversales inferiores

Se considerará que las vigas están biempotradas en los ejes Y y Z. Habrá pandeo lateral debido a que estas vigas transversales pueden trabajar a compresión. El coeficiente de longitud de alabeo para el ala superior será nulo y para el ala inferior se considerará que la viga está biapoyada.

4.3.2.3 Vigas transversales superiores

A este grupo corresponde las barras 34, 35, 36, 37 y 38. Los parámetros en este caso son los siguientes:

Figura 4.35. Parámetros - Vigas transversales superiores

Las vigas en ambos planos estarán biapoyadas. No hay pandeo lateral ni flexo – torsor.

4.3.2.4 Arco

En este caso habrá dos tipos de barras, las que están arriostradas por las vigas superiores y las que no:

4.3.2.4.1 Vigas no arriostradas

Este grupo comprende las barras: 1, 2, 3, 8 a 13, 18, 19 y 20. Este tipo de vigas se estudiarán como una barra de tres veces su longitud debido a la disposición que tienen en el arco. Los parámetros son los siguientes:

Figura 4.36. Parámetros – Arco no arriostrado

La longitud de estas barras se definirá como el triple de esta, en ambos planos, ya que en caso de pandeo lo que pandeará serán los 3 perfiles unidos de igual longitud, no solo uno. En el plano XZ se considerará que la barra está empotrada – articulada. Y en el plano XY se considera que la barra está empotrada en ambos extremos, debido a la viga transversal superior. En este caso, tampoco hay pandeo lateral ni flexo – torsor.

4.3.2.4.2 Vigas arriostradas

Este grupo comprende las barras: 4 a 7 y 14 a 17. Los parámetros escogidos son:

Figura 4.37. Parámetros – Arco arriostrado

En el eje Y se considerará que la viga está biapoyada y en el eje Z biempotrada (debido a las vigas transversales superiores). Tampoco habrá pandeo flexo – torsor ni lateral.

4.3.3 Verificación y dimensionamiento de los perfiles

Una vez establecidos los parámetros para cada tipo de barra se procede a verificar los perfiles por grupos:

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 VIGAS LONGITUDINALES						
21 Barra_21	✗ TCAR 300x6	ACERO	125.49	25.10	1.08	24 ELU:STD/17=1*1.
Grupo : 2 VIGAS INFERIORES						
30 Barra_30	✗ TREC 300x10	ACERO	38.93	46.10	1.65	24 ELU:STD/17=1*1.
Grupo : 3 VIGAS SUPERIORES						
34 Barra_34	✓ TRON 355x6.3	ACERO	18.86	18.86	0.08	24 ELU:STD/17=1*1.
Grupo : 4 ARCO						
12 Barra_12	✗ TRON 355x6.3	ACERO	54.81	39.15	1.21	12 ELU:STD/5=1*1.3

Tabla 4.12. Primera verificación a ELU de los grupos

Se puede apreciar en la tabla anterior que ningún perfil cumple excepto el de las vigas superiores. A su vez, se puede ver el perfil más desfavorable en cada grupo creado y el caso de carga en el que falla. También es muy importante la columna de Solicit. (Solicitud). Este valor indica si un perfil es apto o no. Si la solicitud es menor o igual a 1 el perfil es válido, en cambio, si la solicitud es mayor de 1 el perfil no es válido. Lo ideal sería obtener una solicitud lo más próxima posible a 1, ya que, si es menor que 1 pero muy baja, como el caso de las vigas superiores (0,08), se está utilizando un perfil más robusto de lo necesario, por consiguiente. más caro.

A continuación, se procede a dimensionar los perfiles para ver cuál es el adecuado para cada grupo de barras. Se optimizarán los perfiles mediante el peso para que estos sean lo más económicos posible.

También se ha decidido cambiar los perfiles de las vigas transversales inferiores por perfiles HEA en vez de los TCAR que se habían escogido con anterioridad, para que haya algún perfil que pueda ser comprobado a pandeo lateral, ya que los perfiles cerrados no necesitan este tipo de comprobación.

Por último, los perfiles TCAR (de sección cuadrada) de las vigas longitudinales han sido sustituidos por perfiles TREC (de sección rectangular). Este cambio se efectúa para reducir el tamaño de la viga, ya que este caso daba problemas por la flecha máxima, y como la flecha depende únicamente del canto de la viga y no del espesor la viga escogida será la TREC 300x200x10 la cual tiene un espesor significativamente menor que la TCAR 300x6 (100 mm menor).

4.3.3.1 Dimensionamiento de los cables

En el caso de los cables se apelará al Código Estructural (Anejo 22 – apartado 6.2.3 Tracción) para determinar la sección del cable más óptima y que esté del lado de la seguridad.

Según este apartado: El valor de cálculo del esfuerzo axial de tracción N_{Ed} en toda sección debe cumplir [2]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t.Rd}} \leq 1,0 \quad (61)$$

Donde:

- N_{Ed} : Valor de cálculo del esfuerzo axil.
- $N_{t,Rd}$: Resistencia de cálculo de la sección a tracción.

El valor de cálculo del esfuerzo axil será el mayor valor de tracción de un cable en la pasarela, que ha sido calculado en el apartado 4.3.1.1 de este proyecto:

$$N_{Ed} = 159,12 \text{ kN}$$

La resistencia a tracción de cálculo $N_{pl,Rd}$ será:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (62)$$

Donde:

- A : es la sección neta del cable.
- f_y : es el límite elástico del acero.
- γ_{M0} : es el coeficiente parcial para la resistencia de la sección para cualquier clase, que tiene un valor de 1,05.

El acero utilizado en este proyecto será el “Acero UNE EN 10025 Steel S235”, por lo tanto, el límite elástico de este acero es de 235 MPa. Sustituyendo valores en la ecuación (62):

$$N_{pl,Rd} = \frac{2000 \cdot 235}{1,05} \rightarrow N_{pl,Rd} = 448 \text{ kN} \quad (63)$$

Este valor es muy alto comparado con el esfuerzo máximo de axil obtenido en el cable sometido a mayor tracción, así que habrá que reducir el diámetro de este para optimizar el perfil. Se comprobará un cable de diámetro igual a 4 cm cuya sección es 12,57 cm²:

$$N_{pl,Rd} = \frac{1257 \cdot 235}{1,05} \rightarrow N_{pl,Rd} = 281 \text{ kN} \quad (64)$$

Sustituyendo en la ecuación (60):

$$\frac{159,12}{281} = 0,566 \leq 1,0 \quad (65)$$

Como se puede ver se cumple la comprobación de resistencia a tracción y los cables están del lado de la seguridad.

4.3.3.2 Pasarela final

La pasarela con los nuevos perfiles es la siguiente:

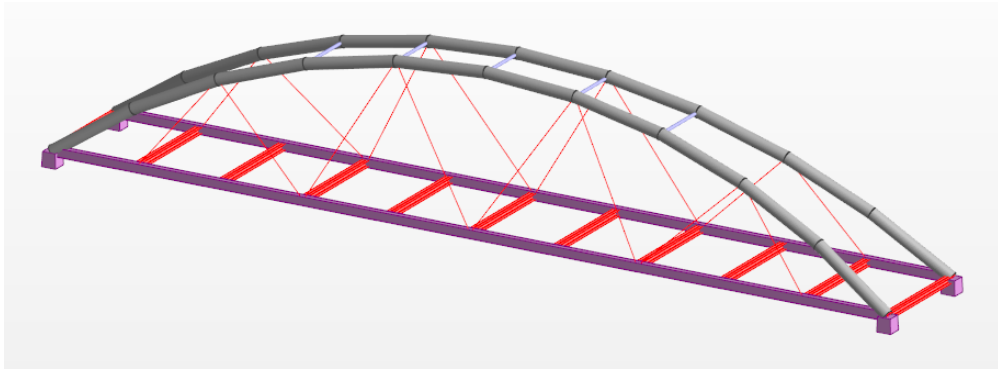


Figura 4.38. Pasarela final

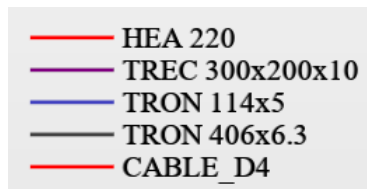


Figura 4.39. Perfiles dimensionados

Los perfiles tienen un nuevo color (ver Fig. 4.38 y 4.39) para ser diferenciados de los perfiles de la pasarela anterior.

Se puede observar que los perfiles TRON difieren bastante en tamaño comparando los grupos de viga transversal superior y arco. Esto se debe a que los arcos soportan un empuje de viento bastante superior al que soportan las vigas transversales superiores. A parte de que los cables van unidos a los arcos y soportan también los axiles de tracción que suceden en estos.

La razón de tener un perfil HEA tan grande se debe a que las vigas transversales están empotradas a las longitudinales y ayudan a que estas no pandeen.

4.3.3.3 Cálculo de las nuevas cargas de viento y verificación de los perfiles

Al redimensionar la pasarela algunos perfiles han cambiado de sección por lo que las cargas de viento aplicadas sobre estos perfiles también difieren.

Se volverán a calcular estas cargas, se aplicarán en el programa y se verificarán los perfiles.

4.3.3.3.1 Arco

Los nuevos perfiles tienen un diámetro de 406 milímetros.

Según la Figura 3.2, para perfiles cilíndricos lisos de diámetro ($\emptyset$) que cumple la siguiente condición, el coeficiente de fuerza es:

$$\emptyset \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} > 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 0,7 \quad (66)$$

$$\emptyset \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} < 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 1,2 \quad (67)$$

Sustituyendo valores en la ecuación:

$$0,406 \cdot 27 \cdot \sqrt{2,04} = 15,67 \frac{m^2}{s} > 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 0,7 \quad (68)$$

La fuerza transversal del viento sobre los arcos es:

$$\frac{F_{w,y}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot 0,7 \cdot 0,406 \rightarrow \frac{F_{w,y}}{L} = 0,264 \frac{kN}{m} \quad (69)$$

4.3.3.3.2 Cables

El nuevo diámetro de cable es de 4 cm.

Según la figura (al igual que en el caso anterior), para perfiles cilíndricos lisos de diámetro que cumple la siguiente condición, el coeficiente de fuerza es:

$$\emptyset \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} > 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 0,7 \quad (70)$$

$$\emptyset \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} < 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 1,2 \quad (71)$$

Sustituyendo valores en la ecuación:

$$0,04 \cdot 27 \cdot \sqrt{2,04} = 1,542 \frac{m^2}{s} < 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 1,2 \quad (72)$$

La fuerza transversal del viento sobre los cables es:

$$\frac{F_{w,y}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot 1,2 \cdot 0,04 \rightarrow \frac{F_{w,y}}{L} = 0,0446 \frac{kN}{m} \quad (73)$$

4.3.3.3.3 Empuje provocado por el viento longitudinal

Al variar las cargas de viento aplicadas sobre arcos y cables también variará el empuje provocado por el viento longitudinal ya que depende de lo anterior.

- Vigas inferiores:

$$\frac{F_{w,x}}{L} = 0,25 \cdot (2,49 + 0,264 + 0,0446 + 0,0836) \cdot 0,915 = 0,659 \frac{kN}{m} \quad (74)$$

- Vigas superiores:

$$\frac{F_{w,x}}{L} = 0,25 \cdot (0,264 + 0,0446) \cdot 0,915 = 0,0771 \frac{kN}{m} \quad (75)$$

4.3.3.3.4 Resumen nuevas cargas

La comparación entre los valores anteriores y nuevos se puede ver en la siguiente tabla:

	ANTERIOR (kN/m)	NUEVO (kN/m)	ERROR (kN/m)
ARCO DIRECCIÓN Y	0,231	0,264	0,033
CABLES DIRECCIÓN Y	0,0563	0,0446	-0,0117
VIGAS INFERIORES DIRECCIÓN X	0,659	0,654	-0,005
VIGAS SUPERIORES DIRECCIÓN X	0,0771	0,0718	-0,0053

Tabla 4.13. Comparación entre antiguos y nuevos valores de cargas de viento

Como se puede observar en esta tabla el error de carga en todos los casos no llega a la décima, ya sea que incremente o disminuya el valor nuevo respecto al anterior.

Por lo tanto, no sería realmente necesario cambiar los valores de las cargas, pero para estar lo más próximo del lado de la seguridad se modificarán estos valores.

4.3.3.4 Verificación de los nuevos perfiles

Una vez se han cambiado las cargas correspondientes se procede a verificar todas barras a ELU y ELS. No se obtiene ningún error:

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Ratio(uy)	Caso (uy)	Ratio(uz)	Caso (uz)
1 Barra_1	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.91	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.02	6 VIENTO Y	0.09	54 ELS:CHR/5=1*1.0
2 Barra_2	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.94	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.01	54 ELS:CHR/5=1*1.0	0.04	54 ELS:CHR/5=1*1.0
3 Barra_3	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.90	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.02	50 ELS:CHR/1=1*1.0	0.08	54 ELS:CHR/5=1*1.0
4 Barra_4	TRON 406x6.3	ACERO	22.79	11.39	0.70	12 ELU:STD/5=1*1.3	-	-	-	-
5 Barra_5	TRON 406x6.3	ACERO	22.79	11.39	0.68	12 ELU:STD/5=1*1.3	-	-	-	-
6 Barra_6	TRON 406x6.3	ACERO	22.79	11.39	0.68	12 ELU:STD/5=1*1.3	-	-	-	-
7 Barra_7	TRON 406x6.3	ACERO	22.79	11.39	0.70	12 ELU:STD/5=1*1.3	-	-	-	-
8 Barra_8	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.90	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.02	52 ELS:CHR/3=1*1.0	0.07	54 ELS:CHR/5=1*1.0
9 Barra_9	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.94	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.01	54 ELS:CHR/5=1*1.0	0.04	54 ELS:CHR/5=1*1.0
10 Barra_10	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.91	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.02	6 VIENTO Y	0.09	54 ELS:CHR/5=1*1.0
11 Barra_11	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.93	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.03	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.09	54 ELS:CHR/5=1*1.0
12 Barra_12	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.95	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.01	52 ELS:CHR/3=1*1.0	0.04	54 ELS:CHR/5=1*1.0
13 Barra_13	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.91	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.02	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.08	54 ELS:CHR/5=1*1.0
14 Barra_14	TRON 406x6.3	ACERO	22.79	11.39	0.71	12 ELU:STD/5=1*1.3	-	-	-	-
15 Barra_15	TRON 406x6.3	ACERO	22.79	11.39	0.69	12 ELU:STD/5=1*1.3	-	-	-	-
16 Barra_16	TRON 406x6.3	ACERO	22.79	11.39	0.69	12 ELU:STD/5=1*1.3	-	-	-	-
17 Barra_17	TRON 406x6.3	ACERO	22.79	11.39	0.71	12 ELU:STD/5=1*1.3	-	-	-	-
18 Barra_18	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.91	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.02	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.07	54 ELS:CHR/5=1*1.0
19 Barra_19	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.95	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.01	50 ELS:CHR/1=1*1.0	0.04	54 ELS:CHR/5=1*1.0
20 Barra_20	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.93	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.03	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.09	54 ELS:CHR/5=1*1.0
21 Barra_21	TREC 300x20	ACERO	135.48	37.05	0.49	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.58	6 VIENTO Y	0.67	59 ELS:CHR/10=1*1.
22 Barra_22	TREC 300x20	ACERO	135.48	37.05	0.53	24 ELU:STD/17=1*1.	0.58	6 VIENTO Y	0.63	1 PESO PROPIO
23 Barra_23	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.25	10 ELU:STD/3=1*1.3	0.01	57 ELS:CHR/8=1*1.0	0.08	54 ELS:CHR/5=1*1.0
24 Barra_23	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.86	24 ELU:STD/17=1*1.	0.15	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.60	54 ELS:CHR/5=1*1.0
25 Barra_25	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.93	24 ELU:STD/17=1*1.	0.15	60 ELS:CHR/11=1*1.	0.73	54 ELS:CHR/5=1*1.0
26 Barra_26	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.85	24 ELU:STD/17=1*1.	0.12	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.77	54 ELS:CHR/5=1*1.0
27 Barra_27	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.74	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.06	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.78	54 ELS:CHR/5=1*1.0
28 Barra_28	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.71	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.03	52 ELS:CHR/3=1*1.0	0.78	54 ELS:CHR/5=1*1.0
29 Barra_29	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.74	12 ELU:STD/5=1*1.3	0.06	60 ELS:CHR/11=1*1.	0.78	54 ELS:CHR/5=1*1.0
30 Barra_30	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.85	24 ELU:STD/17=1*1.	0.12	60 ELS:CHR/11=1*1.	0.77	54 ELS:CHR/5=1*1.0
31 Barra_31	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.93	24 ELU:STD/17=1*1.	0.15	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.73	54 ELS:CHR/5=1*1.0
32 Barra_32	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.86	24 ELU:STD/17=1*1.	0.15	60 ELS:CHR/11=1*1.	0.60	54 ELS:CHR/5=1*1.0
33 Barra_33	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.25	10 ELU:STD/3=1*1.3	0.01	57 ELS:CHR/8=1*1.0	0.08	54 ELS:CHR/5=1*1.0
34 Barra_34	TRON 114x5	ACERO	60.23	60.23	0.16	24 ELU:STD/17=1*1.	0.03	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.03	59 ELS:CHR/10=1*1.
35 Barra_35	TRON 114x5	ACERO	53.84	53.84	0.11	24 ELU:STD/17=1*1.	0.01	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.03	59 ELS:CHR/10=1*1.
36 Barra_36	TRON 114x5	ACERO	51.70	51.70	0.15	24 ELU:STD/17=1*1.	0.00	61 ELS:CHR/12=1*1.	0.03	59 ELS:CHR/10=1*1.
37 Barra_37	TRON 114x5	ACERO	53.84	53.84	0.11	24 ELU:STD/17=1*1.	0.01	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.03	59 ELS:CHR/10=1*1.
38 Barra_38	TRON 114x5	ACERO	60.23	60.23	0.16	24 ELU:STD/17=1*1.	0.03	59 ELS:CHR/10=1*1.	0.03	59 ELS:CHR/10=1*1.

Tabla 4.14. Verificación a ELU y ELS de los nuevos perfiles

El conjunto de barras 39 – 54 no se ha incluido en esta tabla debido a que Robot no genera el dimensionamiento ni verificación de los cables. Por ello, se ha realizado el dimensionamiento de este grupo en el apartado 4.3.3.1 de este proyecto.

Las barras más desfavorables de cada grupo se pueden observar en la siguiente tabla:

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 VIGAS LONGITUDINALES						
22 Barra_22	TREC 300x20	ACERO	135.48	37.05	0.53	24 ELU:STD/17=1*1.
Grupo : 2 VIGAS INFERIORES						
25 Barra_25	HEA 220	ACERO	21.81	36.29	0.93	24 ELU:STD/17=1*1.
Grupo : 3 VIGAS SUPERIORES						
38 Barra_38	TRON 114x5	ACERO	60.23	60.23	0.16	24 ELU:STD/17=1*1.
Grupo : 4 ARCO						
12 Barra_12	TRON 406x6.3	ACERO	47.85	34.18	0.95	12 ELU:STD/5=1*1.3

Tabla 4.15. Verificación a ELU de los nuevos grupos

4.3.3.5 Características de los perfiles dimensionados

Los perfiles dimensionados y los grupos de barras a los que corresponden aparecen en la siguiente tabla:

ELEMENTOS	PERFIL
VIGA LONGITUDINAL	TREC 300X200X10
VIGA INFERIOR TRANSVERSAL	HEA 220
VIGA SUPERIOR TRANSVERSAL	TRON 114X5
ARCO	TRON 406X6,3

Tabla 4.16. Perfiles dimensionados

Las características de estos perfiles son:

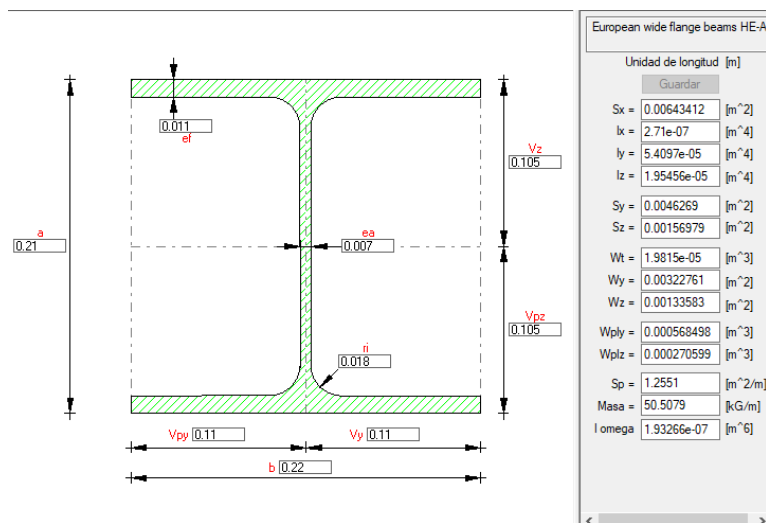


Figura 4.40. HEA 220

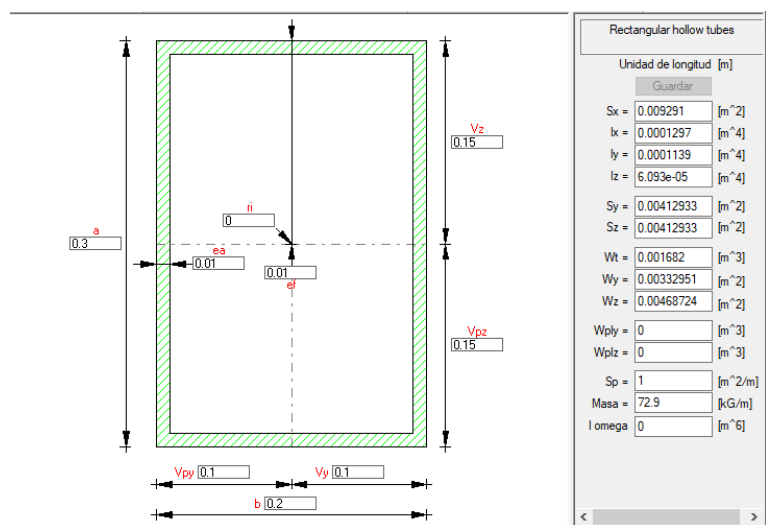


Figura 4.41. TREC 300x200x10

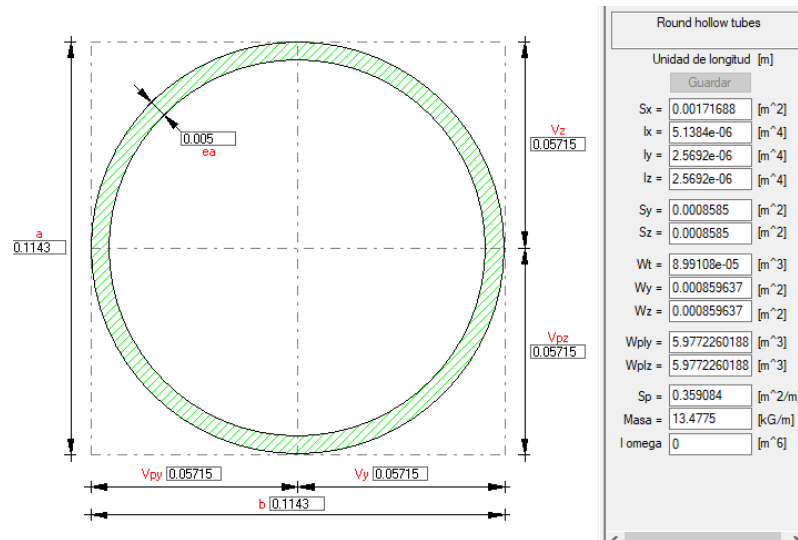


Figura 4.42. TRON 114x5

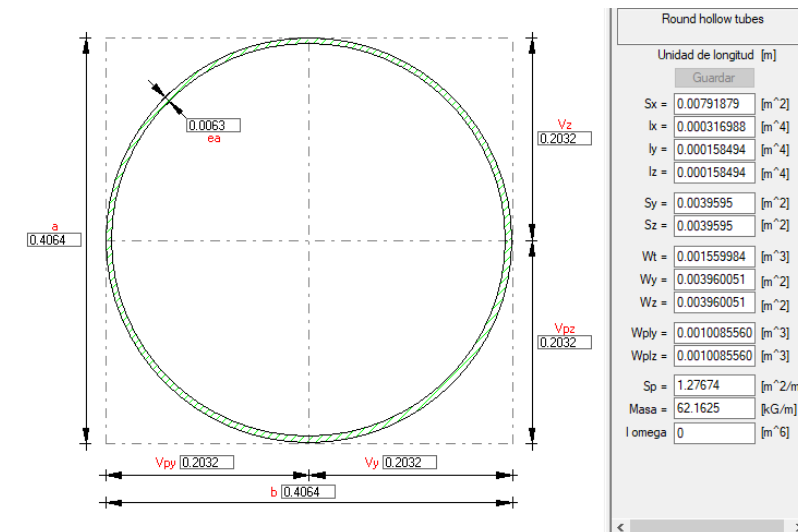


Figura 4.43. TRON 406x6,3

4.4 Análisis modal

En el apartado 7.2 de la IAP-11 se recogen los criterios de confort a tener en cuenta en el proyecto de pasarelas y puentes con zonas peatonales, debido a las vibraciones producidas por el tráfico.

No se incluye en este apartado el estudio de los efectos dinámicos inducidos por el viento en tableros, cables, péndolas, etc.

En general, se considerará verificado el estado límite de servicio de vibraciones cuando las aceleraciones máximas que puedan producirse en cualquier zona transitable por peatones no superen ciertos valores límite.

4.4.1 Estado límite de vibraciones en pasarelas peatonales

Según la IAP-11: se considerará verificado el estado límite de servicio de vibraciones en pasarelas peatonales si sus frecuencias naturales se sitúan fuera de los dos rangos que se muestran a continuación [1]:

- Rango crítico para vibraciones verticales (eje Z) y longitudinales (eje X): de 1,25 a 4,60 Hz.
- Rango crítico para vibraciones laterales (eje Y): de 0,50 a 1,20 Hz.

En las pasarelas cuyas frecuencias naturales se encuentren dentro de estos rangos, será necesario efectuar estudios dinámicos específicos para asegurar los requisitos de confort de los peatones.

4.4.2 Análisis modal en Robot

En este apartado se creará un nuevo caso de carga tipo modal que generará diferentes modos de vibración en diversas direcciones de movimiento de la estructura.

Se considerará un factor de amortiguamiento crítico de 0,35% y se aplicarán 10 modos de vibración (ver Fig. 4.44).

Figura 4.44. Parámetros del análisis modal

Los resultados para el análisis modal se resumen en la siguiente tabla:

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
76/ 1	2,65	0,38	0,00	47,16	0,00
76/ 2	3,15	0,32	0,00	78,07	0,00
76/ 3	5,79	0,17	0,00	78,07	0,00
76/ 4	6,82	0,15	0,00	78,07	0,00
76/ 5	9,74	0,10	0,00	84,81	0,00
76/ 6	12,87	0,08	0,00	89,35	0,00
76/ 7	14,78	0,07	0,00	89,35	0,00
76/ 8	15,01	0,07	0,00	89,35	86,46
76/ 9	15,84	0,06	0,00	92,40	86,46
76/ 10	19,65	0,05	0,00	95,18	86,46

Tabla 4.17. Resultados del análisis modal

Se han calculado los 10 primeros modos de vibración ya que no será necesario el estudio de vibraciones en pasarelas a vibraciones que se salgan fuera del rango crítico definido en el apartado 4.4.1 de este proyecto.

No hay ninguna frecuencia que esté dentro del rango crítico para vibraciones laterales así que no habrá ningún inconveniente en este caso.

Por otro lado, en las vibraciones verticales y longitudinales, el desplazamiento es cero en los modos de vibración que tienen una frecuencia dentro del rango crítico. Por lo tanto, no habrá ningún problema tampoco en este caso.

Para que se puedan apreciar con imágenes cómo serían los distintos modos de vibraciones en los siguientes apartados se muestran el modo 1 y 10:

4.4.2.1 Modo 1 de vibración

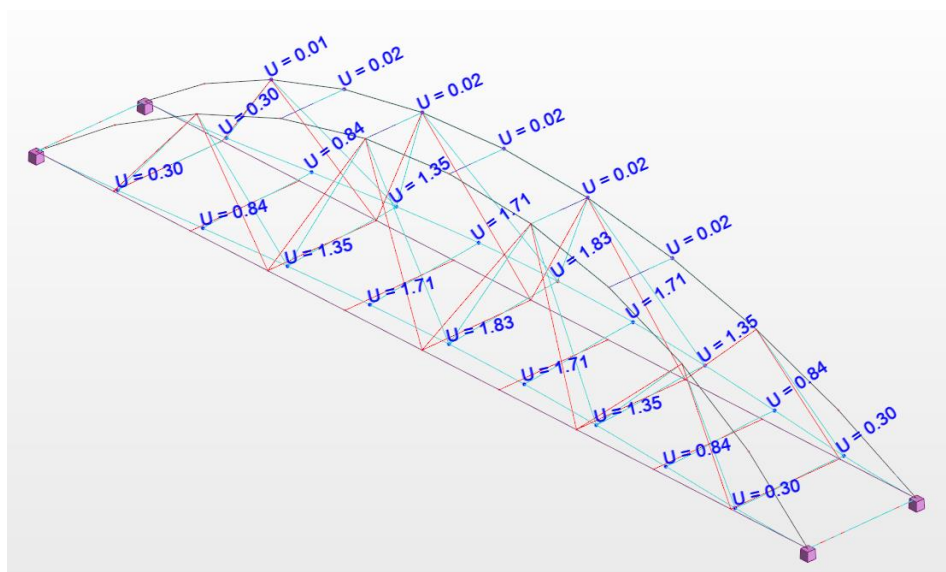


Figura 4.45. Modo 1

Este modo es el más simple y únicamente hay desplazamientos laterales (eje Y). También aparecen los valores de los desplazamientos (U) en centímetros.

4.4.2.2 Modo 10 de vibración

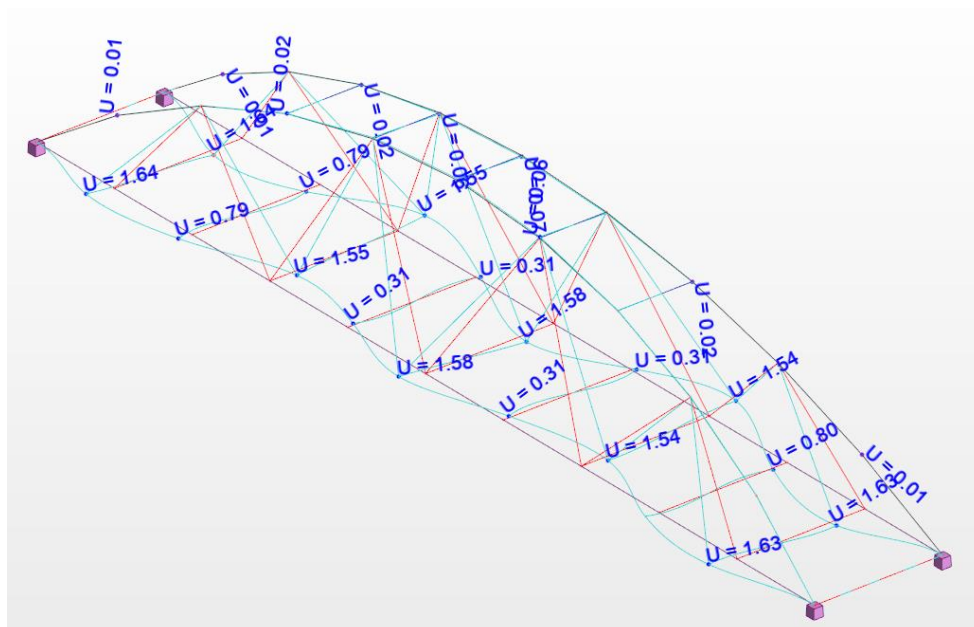


Figura 4.46, Modo 10

Este modo en cambio es más caótico ya que tiene desplazamientos tanto laterales como verticales (eje Z).

Con los vídeos se podría apreciar de una manera más nítida cómo se vería estos modos de vibración, pero no es posible incluirlos en este documento.

4.5 Estructura sin cables

En este apartado se modificará la pasarela original. Únicamente se cambiarán los cables por otro tipo de perfiles para así poder ver las ventajas y desventajas que tienen el uso de estos.

4.5.1 Cambio de cables por péndolas

Una vez se han realizado todos los cálculos necesarios para la estructura con cables se procederá a cambiar estos por perfiles de acero.

Los perfiles de acero escogidos son los mismos utilizados para las vigas superiores (TRON 114x5). Una vez se ha llevado a cabo el cambio la pasarela quedaría como se ve en la siguiente imagen:

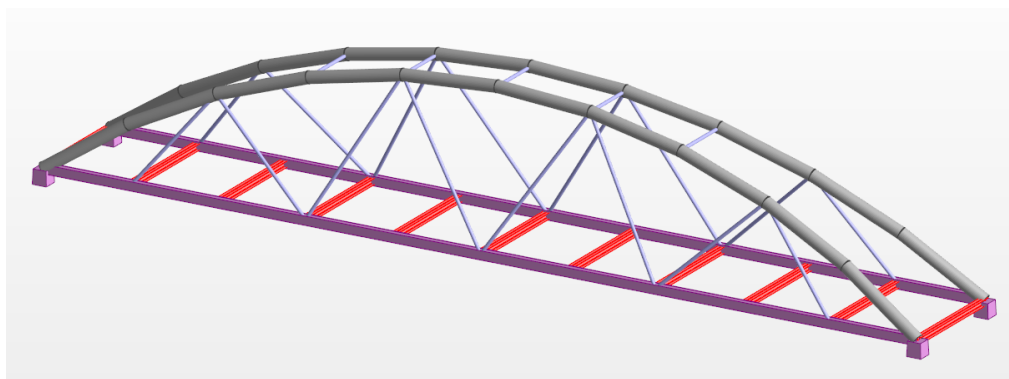


Figura 4.47. Pasarela sin cables

En este caso, también se analizará una péndola en particular para observar a que esfuerzos y momentos trabaja, como se hizo en el caso de los cables. Entonces, para el caso de carga de Pavimento:

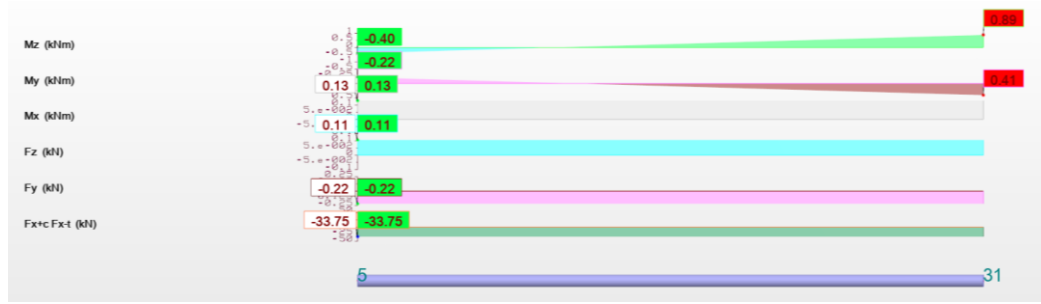


Figura 4.48. Diagramas de momentos y esfuerzos (péndola 42)

Como se puede observar en esta imagen esta barra está sometida a todo tipo de momentos y esfuerzos, al contrario que el cable que únicamente estaba sometido a tracción. También se puede apreciar que el valor del esfuerzo de tracción es inferior al utilizar péndolas, en lugar de cables.

4.5.2 Nuevas cargas de viento

Como anteriormente se ha hecho al redimensionar los perfiles oportunos será necesario volver a calcular las cargas de viento:

4.5.2.1 Péndolas

Según la figura 3.2, para perfiles cilíndricos lisos de diámetro que cumple la siguiente condición, el coeficiente de fuerza es:

$$\phi \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} > 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 0,7 \quad (76)$$

$$\phi \cdot v_b(T) \cdot \sqrt{c_e(z)} < 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 1,2 \quad (77)$$

Sustituyendo valores en la ecuación:

$$0,114 \cdot 27 \cdot \sqrt{2,04} = 4,40 \frac{m^2}{s} < 6 \frac{m^2}{s} \rightarrow c_f = 1,2 \quad (78)$$

La fuerza transversal del viento sobre las péndolas es:

$$\frac{F_{w,y}}{L} = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 \right] \cdot 2,04 \cdot 1,2 \cdot 0,114 \rightarrow \frac{F_{w,y}}{L} = 0,1253 \frac{kN}{m} \quad (79)$$

4.5.2.2 Empuje provocado por el viento longitudinal

Al variar las cargas de viento aplicadas sobre las péndolas también variará el empuje provocado por el viento longitudinal ya que depende de lo anterior.

- Vigas inferiores:

$$\frac{F_{w,x}}{L} = 0,25 \cdot (2,49 + 0,264 + 0,1253 + 0,0836) \cdot 0,915 = 0,678 \frac{kN}{m} \quad (80)$$

- Vigas superiores:

$$\frac{F_{w,x}}{L} = 0,25 \cdot (0,264 + 0,1253) \cdot 0,915 = 0,089 \frac{kN}{m} \quad (81)$$

4.5.3 Nueva combinación de cargas

Una vez se han calculado las nuevas cargas de viento se procede a generar todos los casos de carga necesarios a partir de la función “Combinaciones automáticas completas”. Como en este caso no hay cables el cálculo de los casos de carga será de tipo lineal y bastante más sencillo.

4.5.4 Definición y verificación del nuevo grupo (Péndolas)

En el dimensionamiento de acero habrá que crear un nuevo grupo llamado “Péndolas” que incluye a las barras 39 a 54. Los parámetros de este grupo son los siguientes:

Figura 4.49. Parámetros – péndolas

Se considerará que las barras están biapoyadas en ambos planos y que no hay pandeo flexo – torsor. En este caso si hay pandeo lateral ya que estas barras si pueden trabajar a compresión, los cables no.

Por último, es necesario verificar este grupo:

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 5 PENDOLAS						
40 Barra_40	TRON 114x5	ACERO	121.64	121.64	0.28	8 ELU /9/

Tabla 4.18. Verificación a ELU del grupo 5

4.5.5 Modos de vibración

Para el caso de la pasarela sin cables también se creará un nuevo caso de carga de tipo modal, los resultados en este caso son:

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
20/ 1	2,72	0,37	0,00	71,24	0,00
20/ 2	3,88	0,26	0,00	78,37	0,00
20/ 3	5,91	0,17	0,00	78,37	0,00
20/ 4	7,13	0,14	0,00	78,37	0,00
20/ 5	9,83	0,10	0,00	85,64	0,00
20/ 6	12,90	0,08	0,00	89,61	0,00
20/ 7	14,90	0,07	0,00	89,61	0,00
20/ 8	15,00	0,07	0,00	89,61	87,42
20/ 9	16,02	0,06	0,00	92,53	87,42
20/ 10	19,46	0,05	0,00	95,35	87,42

Tabla 4.19. Resultados del análisis modal (sin cables)

Al igual que en el caso de la pasarela sustentada por cables las frecuencias naturales se sitúan fuera de los dos rangos que establece la norma, por lo tanto, esta pasarela estará del lado de la seguridad.

4.6 Comparación de los dos tipos de pasarela

La principal y única diferencia entre ambas pasarelas es el uso de cables o péndolas que sustentan el tablero.

4.6.1 Sección

La diferencia en la sección se puede determinar calculando la sección de ambos perfiles que son los cables de 40 mm de diámetro sólido y las péndolas que se componen de un perfil hueco circular de 114 mm de diámetro exterior y 5 mm de grosor:

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 40^2}{4} \rightarrow S_c = 1257 \text{ mm}^2 \quad (82)$$

$$S_p = \frac{\pi \cdot D_{ext}^2}{4} - \frac{\pi \cdot D_{int}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 114^2}{4} - \frac{\pi \cdot 104^2}{4} \rightarrow S_p = 1712 \text{ mm}^2 \quad (83)$$

Se puede observar claramente que la sección de las péndolas es considerablemente mayor que la de los cables. Esto implica que habrá que emplear una mayor cantidad de material lo que a su vez conlleva un precio mayor.

4.6.2 Flecha máxima

La flecha máxima que se obtiene para la estructura se medirá respecto a las vigas longitudinales, ya que son las vigas donde mayor flecha se produce, debido a su gran longitud. Y se tendrá en cuenta únicamente la flecha vertical (eje Z) ya que se valora con el criterio más restrictivo, que es el siguiente:

$$\frac{L}{1200} \geq u_z \quad (84)$$

Donde u_z es la flecha en el eje local Z de la viga estudiada.

Como la viga longitudinal tiene una longitud de 30 metros, la flecha no podrá ser superior a:

$$\frac{30}{1200} = 0,025 \text{ m} = 25 \text{ mm} \geq u_z \quad (85)$$

A continuación, se obtiene la flecha para el estado límite de servicio más desfavorable en cada caso:

4.6.2.1 Pasarela con cables

Para la pasarela con cables, se obtiene una flecha máxima de 16,7 mm (ver Fig. 4.50).

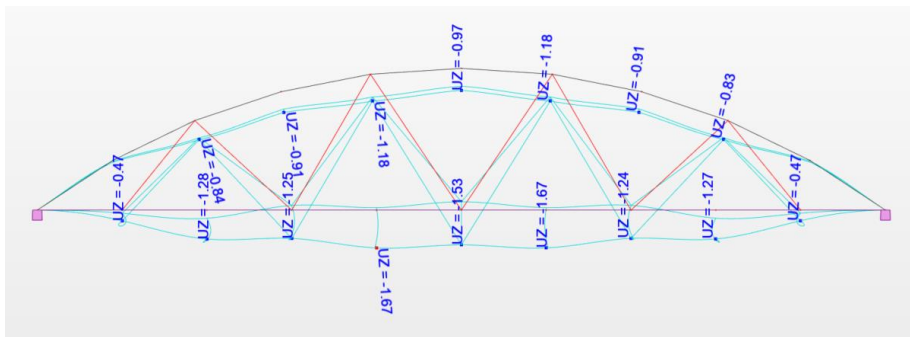


Figura 4.50. Flecha máxima - Pasarela con cables (unidades en cm)

Este valor es inferior a los 25 mm que dice la norma, por lo tanto, es válido.

4.6.2.2 Pasarela con péndolas

Para la pasarela con péndolas, se obtiene una flecha máxima de 12,9 mm, como se puede ver en la siguiente imagen:

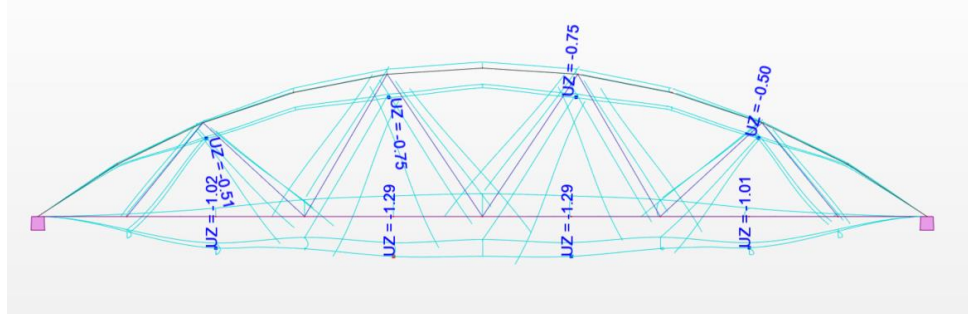


Figura 4.51. Flecha máxima - Pasarela con péndolas (unidades en cm)

Este valor también es inferior al establecido por la norma, por lo tanto, es correcto.

La flecha máxima vertical obtenida para la pasarela con péndolas es también menor que la de la pasarela con cables, así que, se podría deducir que la pasarela con péndolas tendrá una mayor resistencia que la pasarela sin cables. Esto posiblemente es debido a que las péndolas pueden trabajar a diversos esfuerzos mientras que los cables únicamente pueden trabajar a tracción.

5 ESTIMACIÓN ECONÓMICA DE LAS PASARELAS

No se realizará un presupuesto completo de las pasarelas ya que no es el principal objetivo de este proyecto. En su lugar se calculará el peso total de cada pasarela sin tener en cuenta el precio por kilogramo de acero.

5.1 Pasarela con cables

Para calcular los kilogramos de acero de cada perfil se recurrirá a las propiedades de las secciones utilizadas del apartado 4.3.3.5 de este proyecto, en las que aparece la unidad de masa por metro, la fórmula que se utilizará es:

$$m = n \cdot m_L \cdot L \quad (86)$$

Donde:

- m : es la masa total de cada tipo de perfil (kg).
- n : es el número de barras de cada tipo de perfil.
- m_L : es la masa por unidad de longitud de la sección correspondiente a cada tipo de perfil (kg/m).
- L : es la longitud de la barra en cuestión (m).

5.1.1 Vigas longitudinales

Las vigas longitudinales (perfil TREC 300x200x10) son 2 y tienen una longitud de 30 metros, por lo tanto, la masa de estas en kg será:

$$m_1 = 2 \cdot 72,9 \frac{kg}{m} \cdot 30 m \rightarrow m_1 = 4374 kg \quad (87)$$

5.1.2 Vigas Inferiores

Las vigas inferiores (perfil HEA 220) son 11 y tienen una longitud de 4 metros, entonces, la masa de estas quedará:

$$m_2 = 11 \cdot 50,5079 \frac{kg}{m} \cdot 4 m \rightarrow m_2 = 2222,35 kg \quad (88)$$

5.1.3 Vigas superiores

Las vigas superiores (perfil TRON 114x5) son 5 pero al ser los arcos peraltados las longitudes de estas barras no son constantes. Luego, habrá que calcular 3 masas ya que la pasarela es simétrica (por lo cual las vigas laterales son simétricas 2 a 2) y sumarlas para obtener la masa total de este tipo de perfil (la longitud de estas vigas se puede observar en el programa Robot):

$$m_{3A} = 2 \cdot 13,4775 \frac{kg}{m} \cdot 2,33 m \rightarrow m_{3A} = 62,8 kg \quad (89)$$

$$m_{3B} = 2 \cdot 13,4775 \frac{kg}{m} \cdot 2,08 m \rightarrow m_{3B} = 56,07 kg \quad (90)$$

$$m_{3C} = 1 \cdot 13,4775 \frac{kg}{m} \cdot 2 m \rightarrow m_{3C} = 26,95 kg \quad (91)$$

La masa total será entonces:

$$m_3 = m_{3A} + m_{3B} + m_{3C} \rightarrow m_3 = 145,82 kg \quad (92)$$

5.1.4 Arcos

Los arcos (perfil TRON 406x6,3) son 20 y tienen una longitud de 3,22 m cada uno, por lo tanto, la masa es:

$$m_4 = 20 \cdot 62,1625 \frac{kg}{m} \cdot 3,22 m \rightarrow m_2 = 4003,26 kg \quad (93)$$

5.1.5 Cables

Para los cables no se puede utilizar la ecuación 86 ya que el catálogo de perfiles no incluye la unidad de masa por longitud de la sección del cable. Entonces, es necesario recurrir a la densidad del acero y utilizar la siguiente fórmula:

$$\rho = \frac{m}{V} \rightarrow m = \rho \cdot V = \rho \cdot S \cdot L \quad (94)$$

Donde:

- ρ : es la densidad del acero que tiene un valor de 7850 kg/m³.
- S: es la sección del cable.
- L: es la longitud del cable.

Sabiendo que el diámetro es de 4 cm (S=12,57cm²) y la longitud de los cables se puede obtener del programa seleccionando cada cable para ver sus propiedades se puede calcular la masa total teniendo en cuenta las masas de 4 cables, y multiplicándolas por 4 cada una de ellas (por simetría).

$$m_{c1} = 7850 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,001257 m^2 \cdot 4,12 m \rightarrow m_{c1} = 40,65 kg \quad (95)$$

$$m_{C2} = 7850 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,001257 m^2 \cdot 4,71 m \rightarrow m_{C2} = 46,47 kg \quad (96)$$

$$m_{C3} = 7850 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,001257 m^2 \cdot 5,62 m \rightarrow m_{C3} = 55,45 kg \quad (97)$$

$$m_{C4} = 7850 \frac{kg}{m^3} \cdot 0,001257 m^2 \cdot 5,85 m \rightarrow m_{C4} = 57,72 kg \quad (98)$$

La masa total de cables es:

$$m_C = 4 \cdot m_{C1} + 4 \cdot m_{C2} + 4 \cdot m_{C3} + 4 \cdot m_{C4} \rightarrow m_C = 801,16 kg \quad (99)$$

5.1.6 Masa total de elementos estructurales de acero

La masa total de la pasarela con cables será la suma de todas las anteriores:

$$m_{TC} = m_1 + m_2 + m_3 + m_4 + m_C \rightarrow m_{TC} = 11546,59 kg \quad (100)$$

De los apartados anteriores se puede extraer que la mayoría del material de la pasarela se emplea en los arcos y en las vigas longitudinales

5.2 Pasarela con péndolas

Para este caso únicamente habrá que calcular la masa de las péndolas ya que el resto de perfiles no cambian.

5.2.1 Péndolas

El perfil de las péndolas es el mismo que el de las vigas superiores (TRON 114x5). Empleando un proceso similar al utilizado para calcular la masa en los cables, pero utilizando la ecuación 86, se tendría:

$$m_{P1} = 1 \cdot 13,4775 \frac{kg}{m} \cdot 4,12 m \rightarrow m_{P1} = 56,81 kg \quad (101)$$

$$m_{P2} = 1 \cdot 13,4775 \frac{kg}{m} \cdot 4,71 m \rightarrow m_{P2} = 64,94 kg \quad (102)$$

$$m_{p3} = 1 \cdot 13,4775 \frac{kg}{m} \cdot 5,62 m \rightarrow m_{p3} = 77,49 kg \quad (103)$$

$$m_{p4} = 1 \cdot 13,4775 \frac{kg}{m} \cdot 5,85 m \rightarrow m_{p4} = 80,66 kg \quad (104)$$

La masa total de péndolas será:

$$m_p = 4 \cdot m_{p1} + 4 \cdot m_{p2} + 4 \cdot m_{p3} + 4 \cdot m_{p4} \rightarrow m_p = 1119,6 kg \quad (105)$$

5.2.2 Masa total de elementos estructurales de acero

La masa total de la pasarela sin cables será la suma de todas las anteriores:

$$m_{TP} = m_1 + m_2 + m_3 + m_4 + m_c \rightarrow m_{TP} = 11865,03 kg \quad (106)$$

5.3 Comparación de masas de cada pasarela

De los apartados anteriores se puede ver que:

$$m_{TP} > m_{TC}$$

Donde:

- m_{TP} : es la masa total de la pasarela con péndolas.
- m_{TC} : es la masa total de la pasarela con cables.

Este resultado era de esperar ya que la sección de los cables era inferior a la sección de las péndolas como se calculó en apartados anteriores.

Con la siguiente ecuación se puede ver la diferencia entre las masas (mediante la diferencia en porcentaje):

$$DIF = \frac{m_{TP} - m_{TC}}{m_{TP}} \cdot 100 \rightarrow DIF = 2,75\% \quad (107)$$

Por lo tanto, la masa de la pasarela con péndolas es un 2,75% superior respecto a la masa de la pasarela con cables. Este porcentaje como se puede ver es muy bajo (y puede dar una primera impresión errónea), pero esto es debido a que se ha comparado la masa total de cada pasarela que es bastante superior a la masa de las péndolas o los cables.

Por ello se hará una diferencia entre las masas de las péndolas y los cables, como la masa de péndolas es mayor:

$$DIF = \frac{m_p - m_c}{m_p} \cdot 100 \rightarrow DIF = 28,4\% \quad (108)$$

En este caso se obtiene una diferencia del 28,4%, significativamente mayor a la anterior. De este porcentaje se puede deducir que se ahorraría bastante en material utilizando cables en lugar de péndolas.

6 CONCLUSIÓN

Teniendo en cuenta todo lo observado y calculado en los apartados anteriores se puede llegar a la siguiente conclusión.

Según el apartado 4.6.2 de este proyecto la flecha máxima de la pasarela es menor en la pasarela con péndolas, por lo tanto, esta estructura será más rígida y resistente que la pasarela con cables.

Por otro lado, como se ha visto en el apartado 5 la masa total de la pasarela con péndolas es mayor que la de la pasarela con cables (debido al perfil utilizado).

Por lo tanto, si se quiere estar del lado de la seguridad se escogerá la pasarela con péndolas, mientras que si se opta por el ámbito económico se escogerá la pasarela con cables.

Sin embargo, para escoger realmente una pasarela habrá que realizar un mayor estudio de ambas opciones, ya que por ejemplo la pasarela atirantada puede resultar ser más cara desde el punto de vista de la introducción de los cables.

7 PLANOS

Para la realización de los planos no se puede utilizar el software “Robot Structural Analysis” debido a que este programa no incluye ninguna herramienta destinada a ellos.

7.1 Diseño en Autodesk Inventor para la realización de los planos

El archivo de la pasarela será guardado como formato “.sat”.

El programa que se empleará para realizar los planos será “Autodesk Inventor Professional 2023”. Al haber convertido el archivo a un formato compatible con este programa no habrá ningún problema en abrirlo, pero únicamente se exportará la estructura alámbrica (sin los perfiles de las barras):

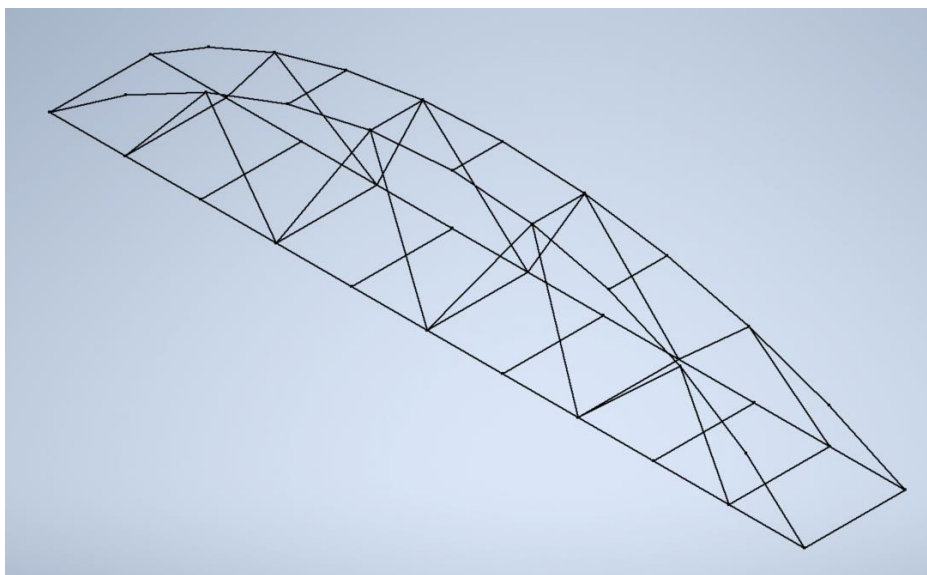


Figura 7.1. Estructura alámbrica de la pasarela en Inventor

Así que se tendrán que introducir los perfiles creando las secciones en bocetos 2D en planos perpendiculares a las líneas de cada perfil. Por ejemplo, para las vigas longitudinales el plano de trabajo sería:

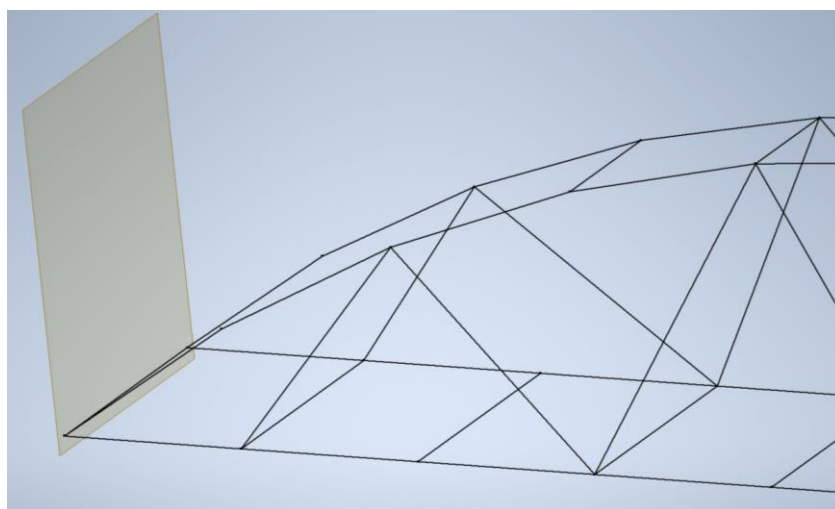


Figura 7.2. Plano de trabajo para las vigas longitudinales

Mientras que la sección correspondiente sería la TREC 300x200x10:

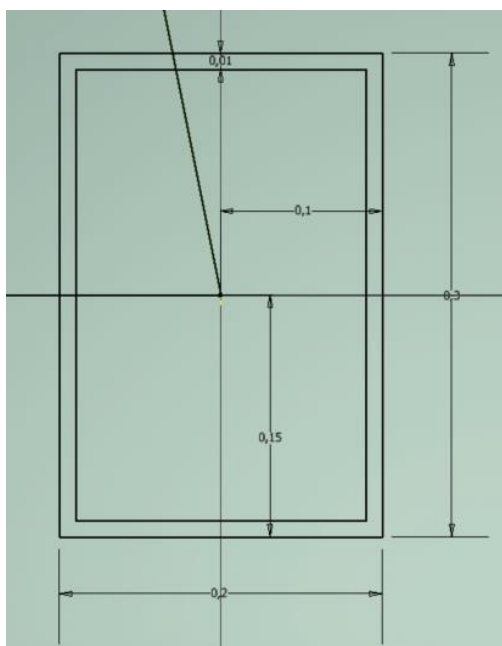


Figura 7.3. Sección TREC 300x200x10 en Inventor

Posteriormente, se extruye la sección con la longitud de la barra correspondiente.

El resultado en este caso es el siguiente:

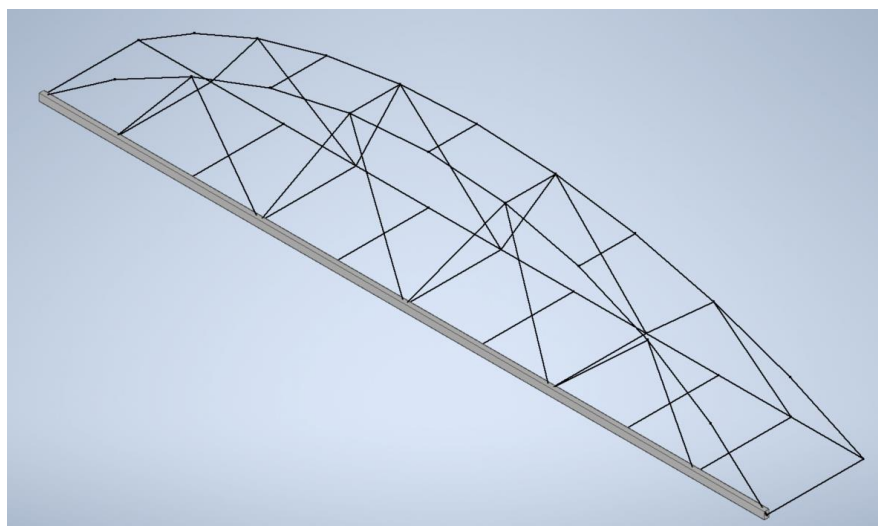


Figura 7.4. Extrusión del perfil TREC 300x200x10

Este proceso habrá que realizarlo para cada perfil que compone la estructura.

Todos los datos necesarios para el diseño de la pasarela en “Inventor” se obtendrán de la pasarela diseñada en “Robot”, tanto los detalles de las secciones de los perfiles como las longitudes de cada barra.

El resultado final de las pasarelas es el siguiente:

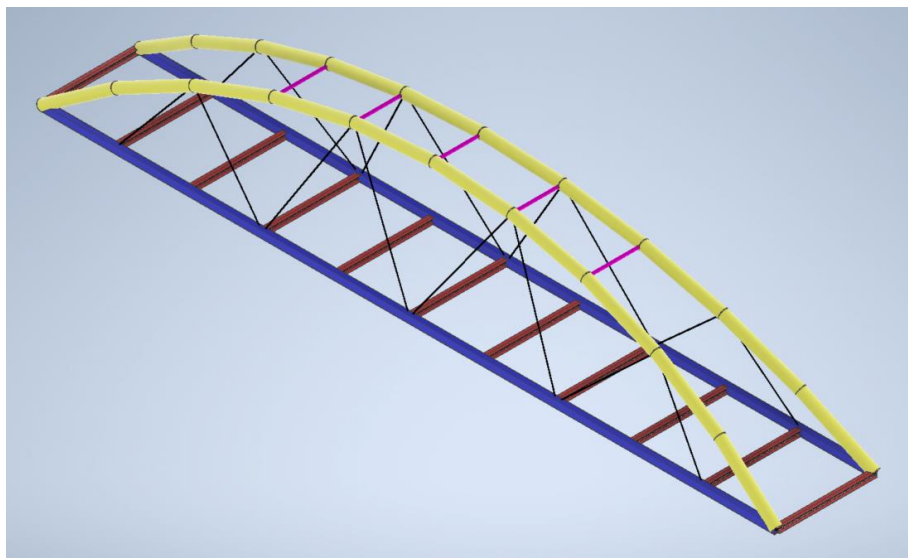


Figura 7.5. Pasarela con cables en Inventor

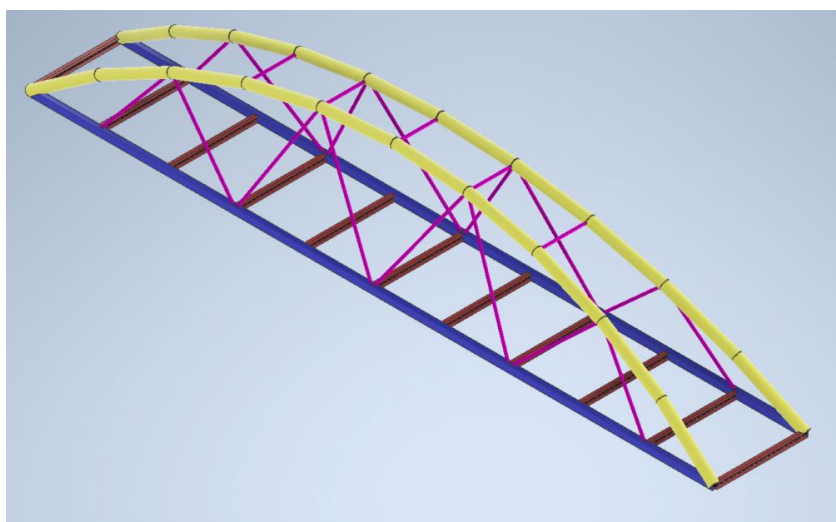
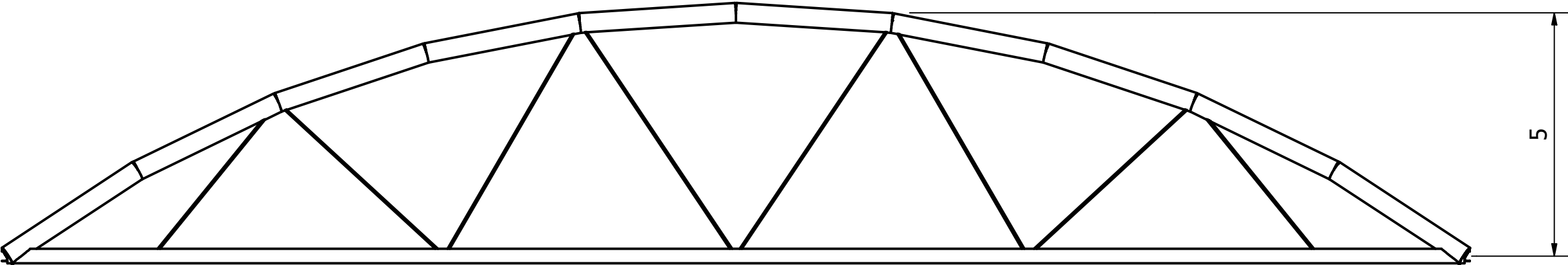


Figura 7.6. Pasarela con péndolas en Inventor

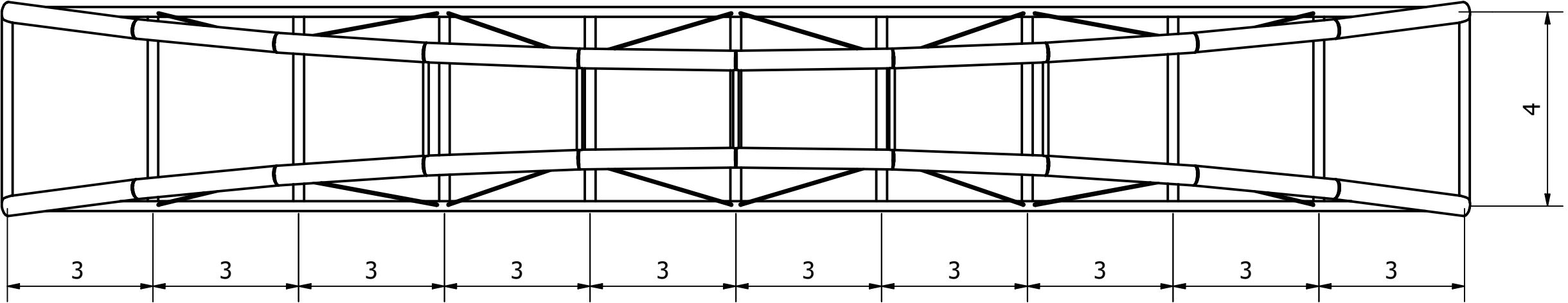
Otro detalle a comentar es que como los arcos son inclinados, en los planos no se verán en verdadera magnitud, por lo tanto, se especificará la longitud de las barras que componen los arcos en vez de ser acotada en las vistas de la pasarela.

Los planos del proyecto se muestran a continuación:

ALZADO



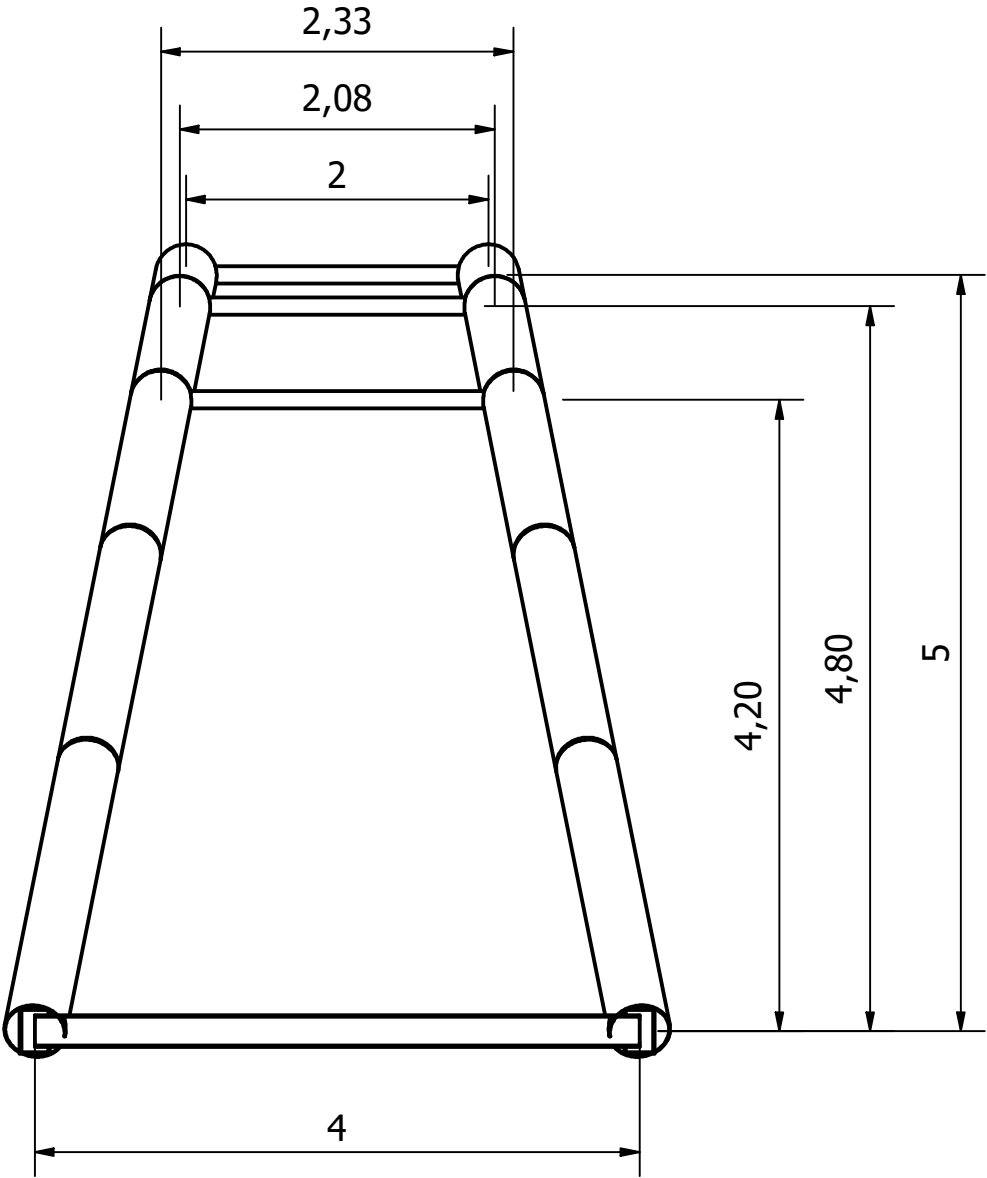
PLANTA



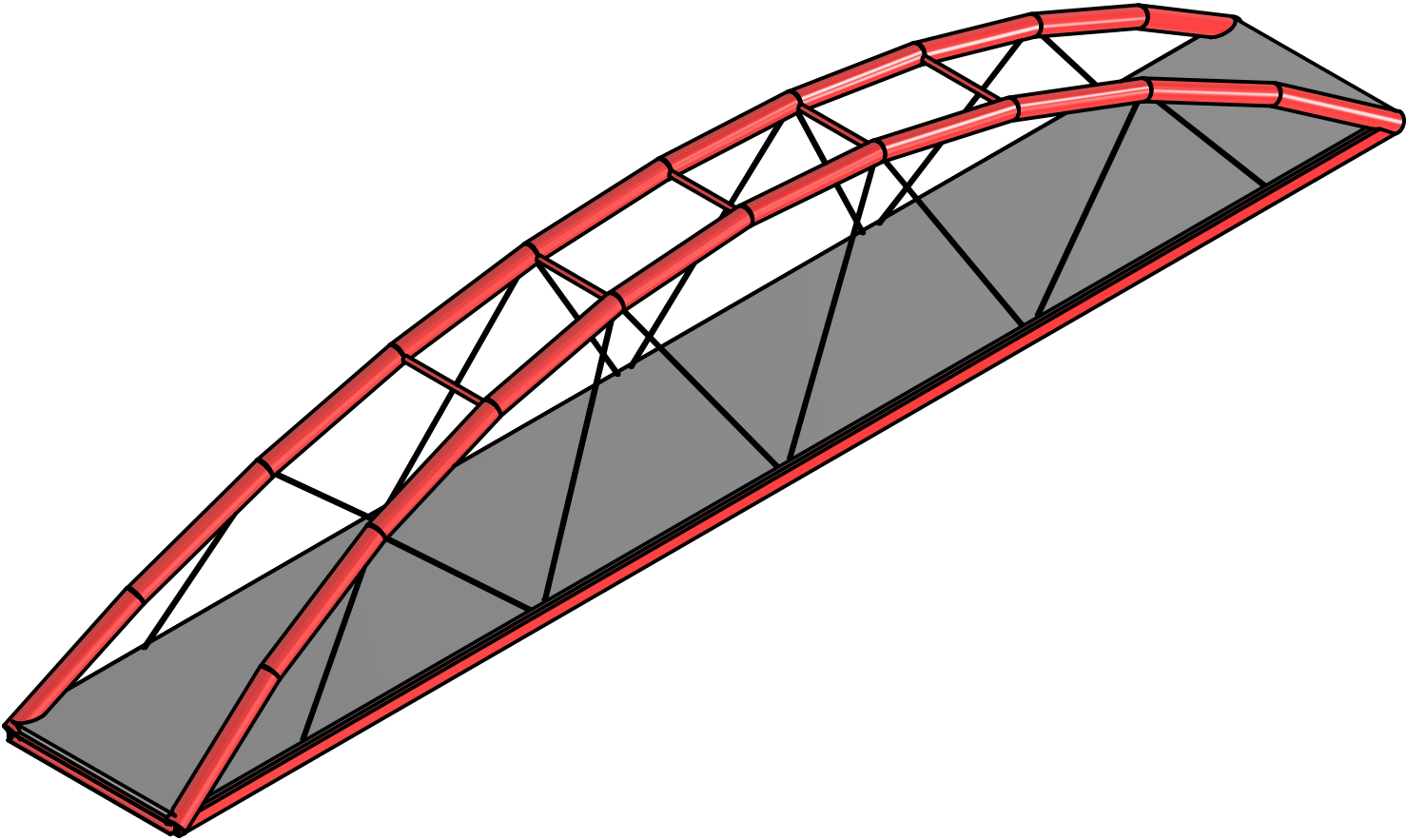
UNIDADES EN METROS (m)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES	
DIBUJADO	15/06/2023	FERNANDO			
COMPROBADO		GÁLVEZ			
		MERCADO			
ESCALA:	ALZADO Y PLANTA DE LA PASARELA CON CABLES			Nº PLANO	
1:100				1/7	
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

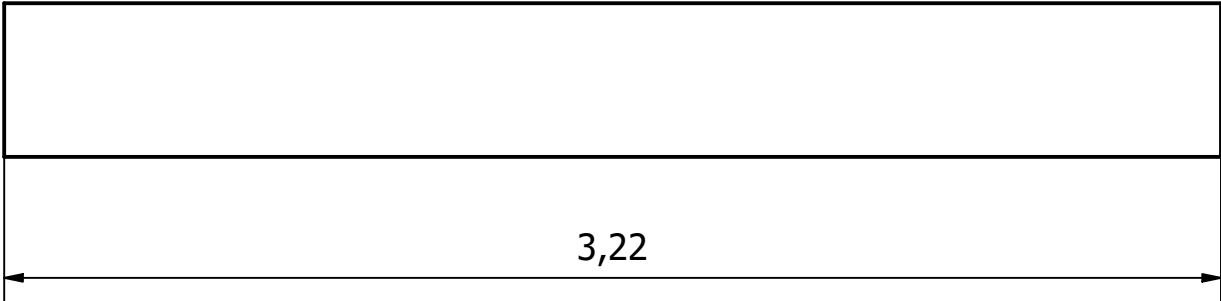
PERFIL
ESCALA 1:50



DETALLE EN 3D



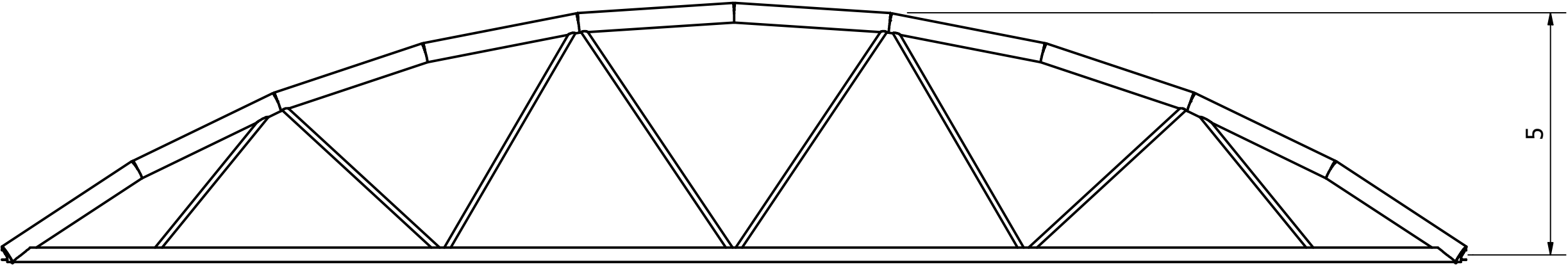
LONGITUD BARRA ARCO
ESCALA 1:20



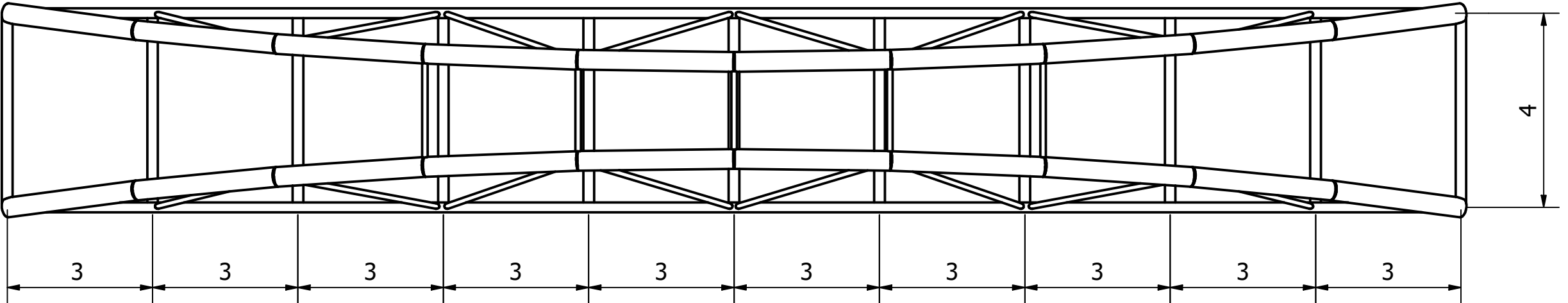
UNIDADES EN METROS (m)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES	
DIBUJADO	15/06/2023	FERNANDO			
COMPROBADO		GÁLVEZ			
		MERCADO			
ESCALA:	PERFIL DE LA PASARELA CON CABLES			Nº PLANO	
INDICADA				2/7	
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

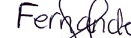
ALZADO



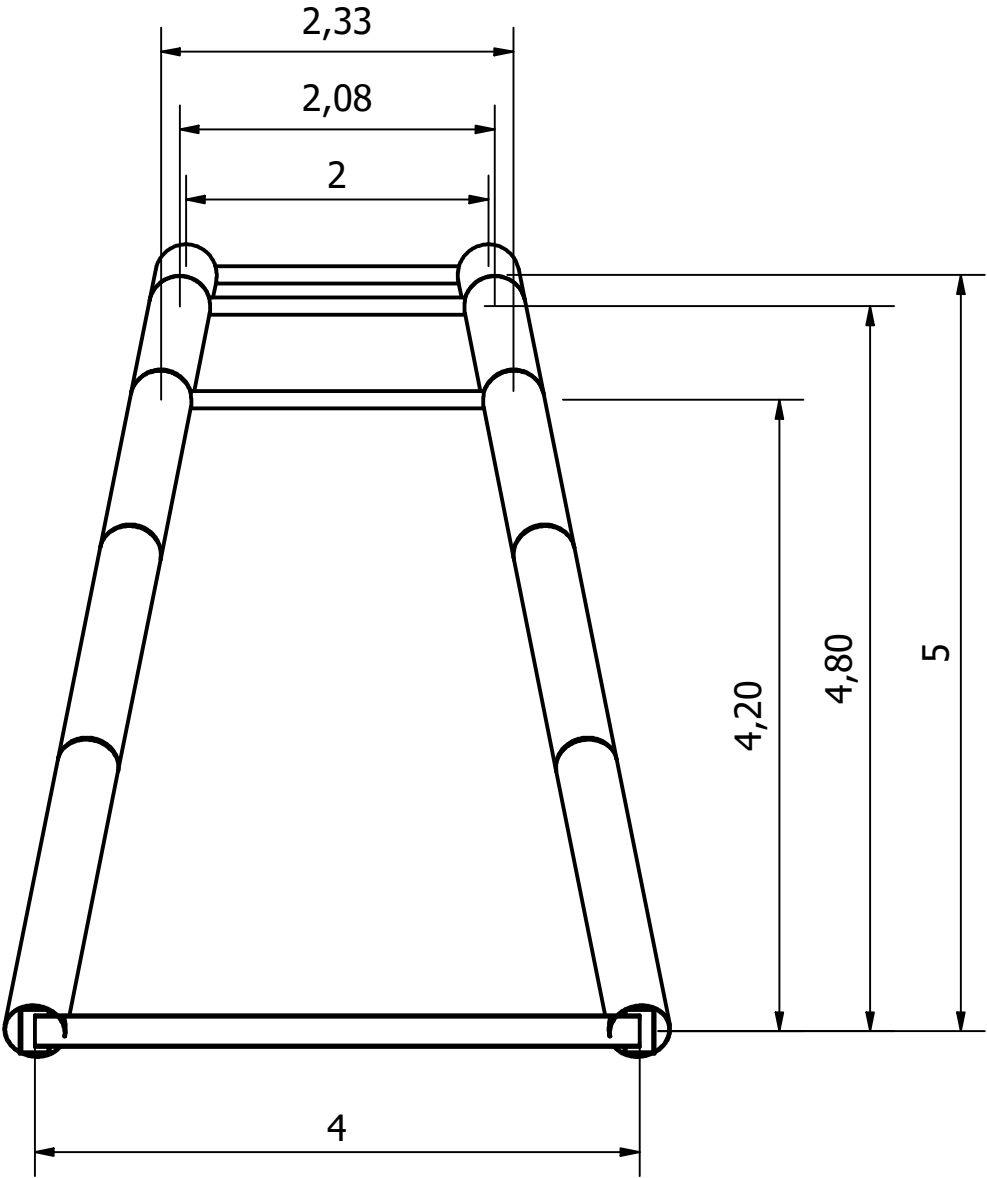
PLANTA



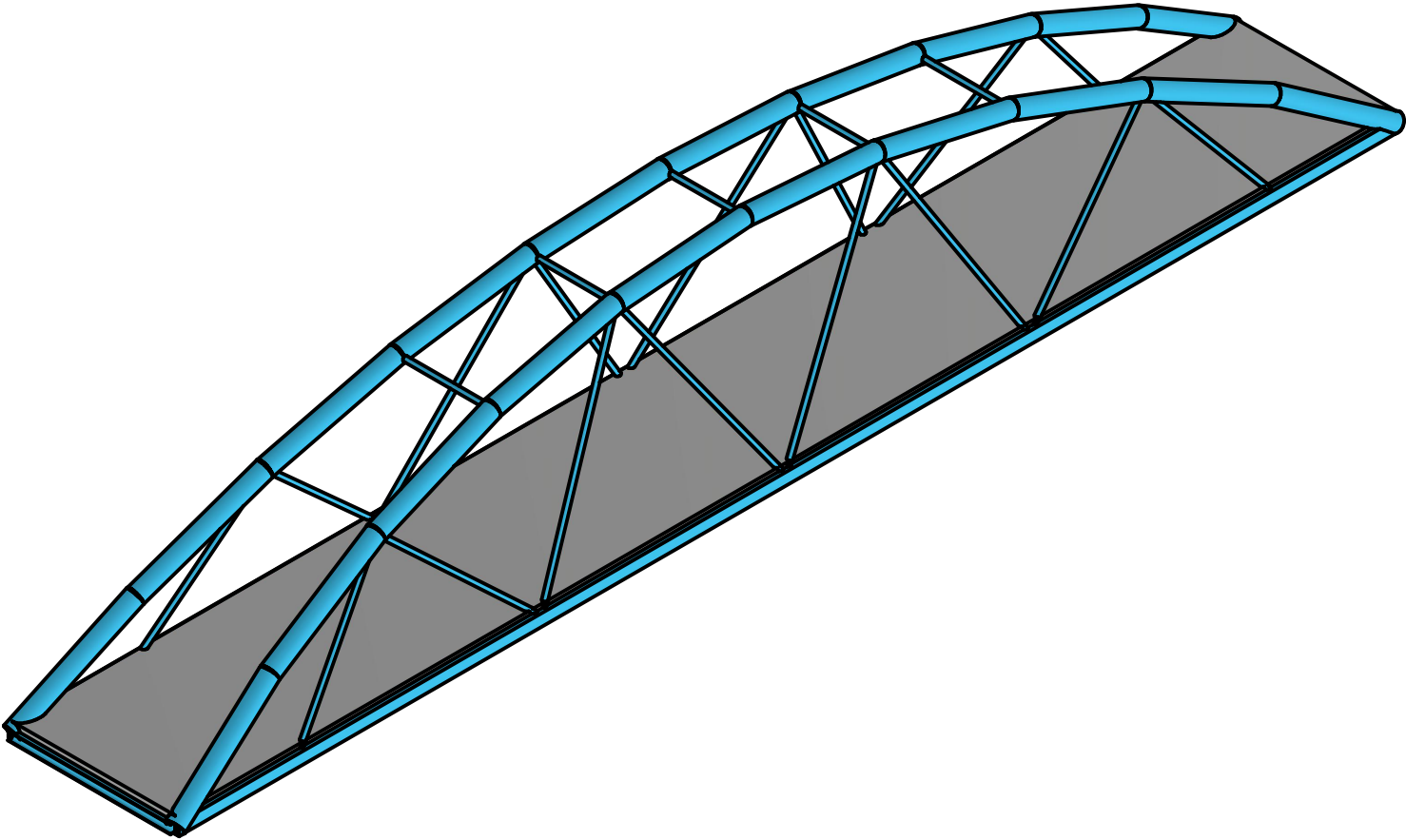
UNIDADES EN METROS (m)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES	
DIBUJADO	15/06/2023	FERNANDO			
COMPROBADO		GÁLVEZ			
		MERCADO			
ESCALA:	ALZADO Y PLANTA DE LA PASARELA CON PÉNDOLAS			Nº PLANO	
1:100				3/7	
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

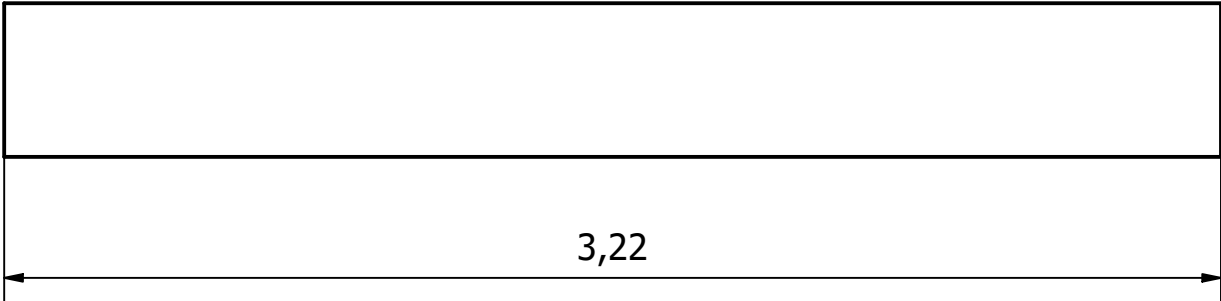
PERFIL
ESCALA 1:50



DETALLE EN 3D



LONGITUD BARRA ARCO
ESCALA 1:20

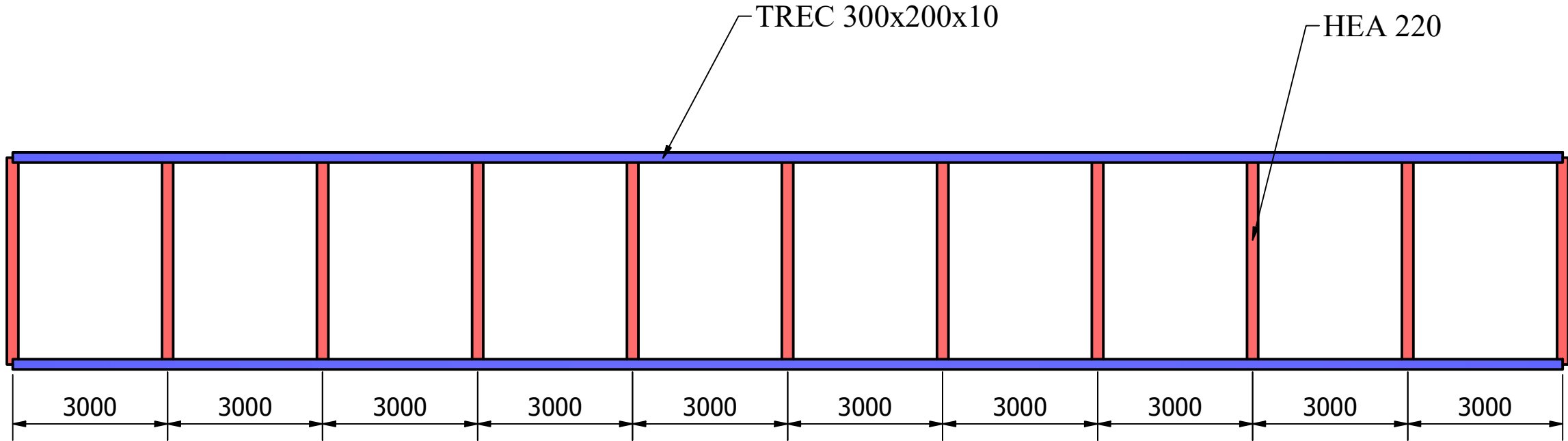


UNIDADES EN METROS (m)

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES	
DIBUJADO	15/06/2023	FERNANDO			
COMPROBADO		GÁLVEZ			
		MERCADO			
ESCALA:	PERFIL DE LA PASARELA CON PÉNDOLAS			Nº PLANO	
INDICADA				4/7	
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

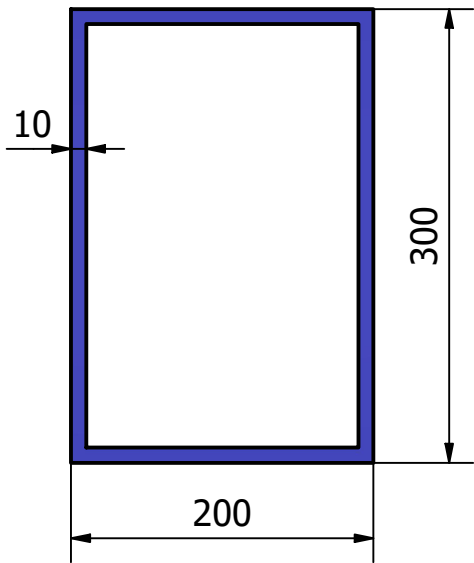
DETALLE EN PLANTA (TABLERO)

ESCALA 1:100



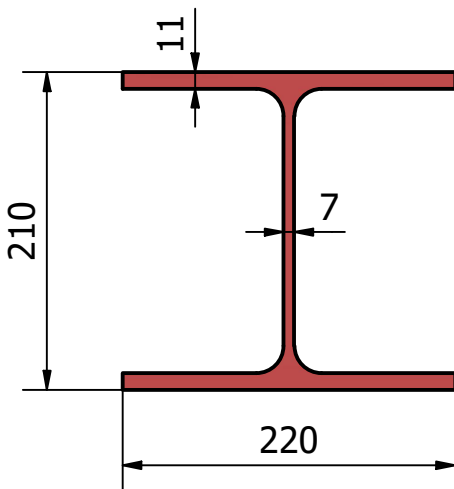
TREC 300x200x10

ESCALA 1:5



HEA 220

ESCALA 1:5

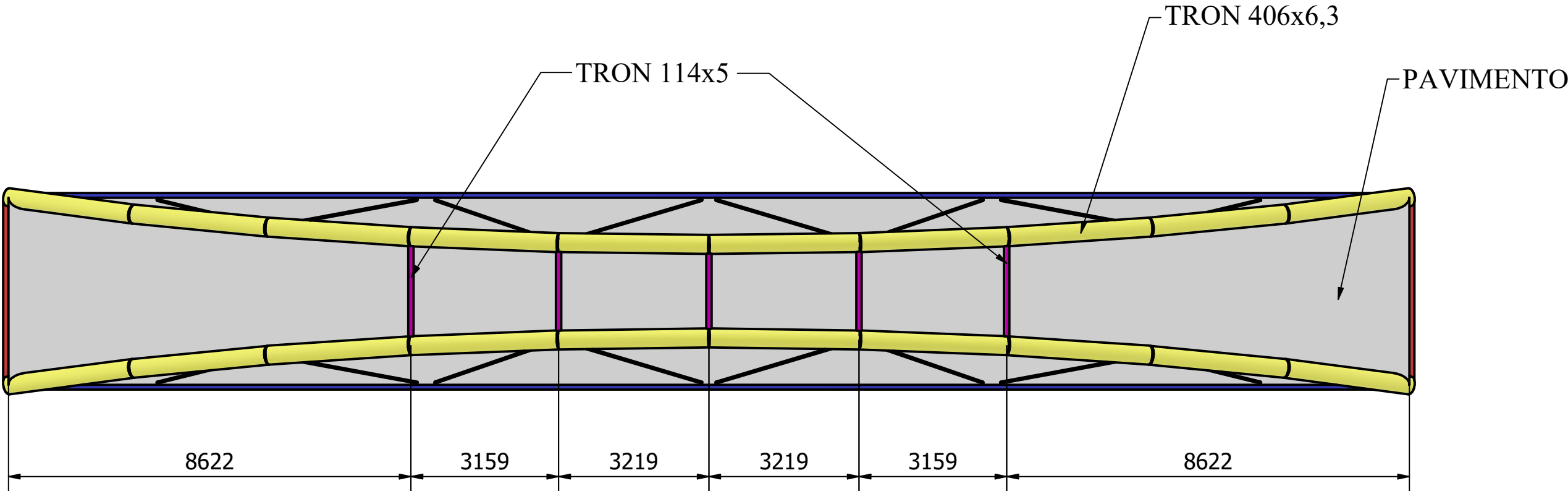


DETALLE EN PLANTA (TABLERO)	
PERFIL	Nº ELEMENTOS
TREC 300x200x10	2
HEA 220	11

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES
DIBUJADO	15/06/2023	FERNANDO		
COMPROBADO		GÁLVEZ		
		MERCADO		
ESCALA:	DETALLE VIGAS LONGITUDINALES E INFERIORES			Nº PLANO 5/7
INDICADA				SUSTITUYE A:
				SUSTITUIDO POR:

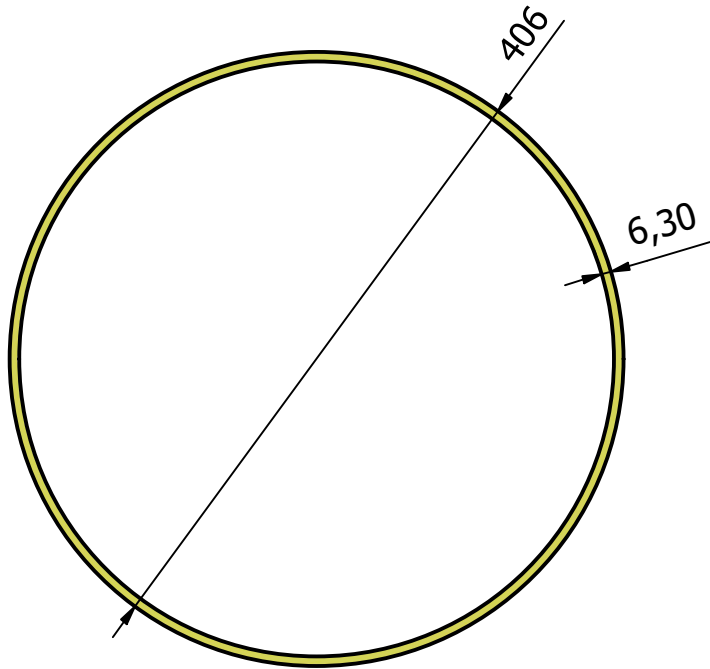
DETALLE EN PLANTA

ESCALA 1:100



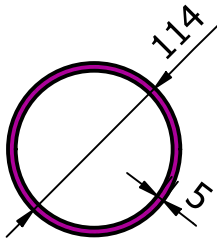
TRON 406x6,3

Escala 1:5



TRON 114x5

Escala 1:5

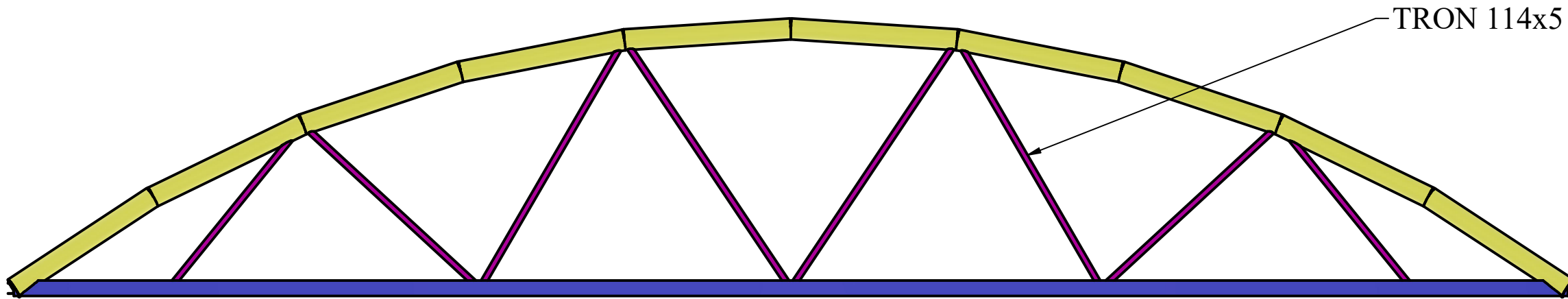
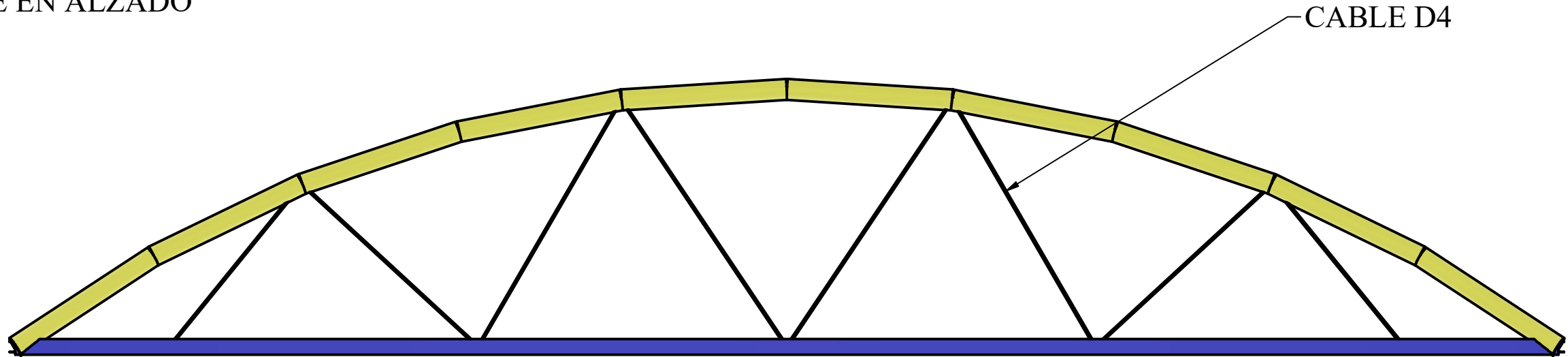


DETALLE EN PLANTA	
PERFIL	Nº ELEMENTOS
TRON 406x6,3	20
TRON 114X5	5

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES	
DIBUJADO	15/06/2023	FERNANDO			
COMPROBADO		GÁLVEZ			
		MERCADO			
ESCALA:	DETALLE ELEMENTOS DEL ARCO Y VIGAS SUPERIORES			Nº PLANO	
INDICADA				6/7	
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

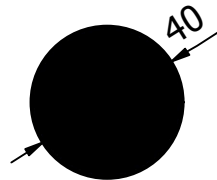
DETALLE EN ALZADO

ESCALA 1:100



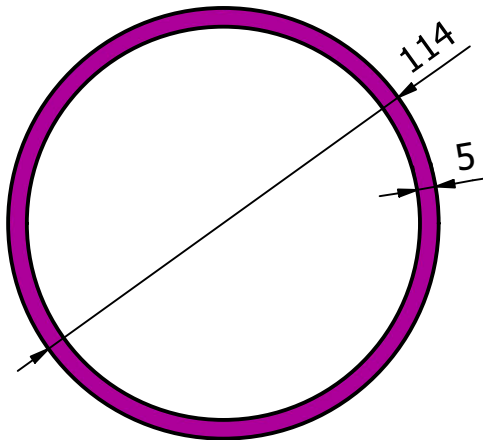
CABLE D4

ESCALA 1:2



TRON 114X5

ESCALA 1:2



DETALLE EN ALZADO	
PERFIL	Nº ELEMENTOS
CABLE D4	16
TRON 114X5	16

	FECHA	NOMBRE	FIRMA	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE LINARES	
DIBUJADO	15/06/2023	FERNANDO			
COMPROBADO		GÁLVEZ			
		MERCADO			
ESCALA:	DETALLE CABLES Y PÉNDOLAS			Nº PLANO	
INDICADA				7/7	
				SUSTITUYE A:	
				SUSTITUIDO POR:	

8 BIBLIOGRAFÍA

- [1] Ministerio de Fomento. (2011). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11) (FOM/2842/2011). Madrid, España: Ministerio de Fomento.
- [2] Ministerio de la Presidencia, Relaciones con las Cortes y Memoria Democrática. (2021). Código Estructural (470/2021). Madrid, España: Ministerio de la Presidencia, Relaciones con las Cortes y Memoria Democrática.
- [3] Google LLC. (2020). Recuperado de <https://www.google.com/earth/>
- [4] Structuralia. (2016). Construcción de cimentaciones en puentes. Recuperado de <https://blog.structuralia.com/construccion-de-cimentaciones-en-puentes>
- [5] Structuralia. (2021). Estribos en puentes: tipología y materiales. Recuperado de <https://blog.structuralia.com/estribos-en-puentes-tipologia-y-materiales>
- [6] Alsina. (2022). Tipología Constructiva de Puentes | Las Pilas. Recuperado de <https://www.alsina.com/es/tipologia-constructiva-de-puentes-las-pilas/>
- [7] Alsina. (2021). Las 5 principales tipologías constructivas para la realización de tableros de puentes de hormigón. Recuperado de <https://www.alsina.com/es/las-5-principales-tipologias-constructivas-para-la-realizacion-de-tableros-de-puentes-de-hormigon/>
- [8] Cocoa. (2018). Tipo de puentes que existen y sus características. Recuperado de <https://ccocoa.com/tipos-de-puentes-que-existen-y-sus-caracteristicas/>
- [9] Grúas y aparejos. (2019). Construcción de Puentes. Recuperado de <https://gruasyaparejos.com/construccion/construccion-de-puentes/>
- [10] Autodesk. (2023). Autodesk Support. Recuperado de <https://www.autodesk.com/support>