

Trabajo Fin de Grado Ingeniería Civil

Estudio comparativo del comportamiento estructural
y de costes de puentes con sección cajón y diferentes
procesos constructivos

Autor: Mario Giménez Zapata

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

**Dpto. Mecánica de Medios Continuos y Teoría
de Estructuras**

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Sevilla, 2022



Proyecto Fin de Carrera
Ingeniería de Telecomunicación

**Estudio comparativo del comportamiento
estructural y de costes de puentes con sección cajón
y diferentes procesos constructivos**

Autor:

Mario Giménez Zapata

Tutor:

Antonio Martínez de la Concha

Dpto. de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla
Sevilla, 2022

Proyecto Fin de Carrera: Estudio comparativo del comportamiento estructural y de costes de puentes con sección cajón y diferentes procesos constructivos

Autor: Mario Giménez Zapata

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2022

El Secretario del Tribunal

A mi familia

Resumen

En el presente trabajo se realizará un estudio comparativo de tres procedimientos constructivos de puentes de sección cajón, con el objetivo de vislumbrar las diferencias tanto teóricas como estructurales de estas tres tipologías constructivas. En concreto, se analizará la construcción de un mismo puente ejecutado por el método de los voladizos sucesivos, por el método del lanzamiento incremental y por el cimbrado convencional. De esta forma se obtendrán las diferentes respuestas estructurales derivadas del empleo de un procedimiento u otro, lo cual originará que se empleen diferentes cuantías de armadura activa en las estructuras. Sobre estas diferencias tratará el presente trabajo, el cual pretende las ventajas y desventajas de la utilización de un método u otro.

Abstract

In the present work a comparative study of three construction procedures of drawer section bridges will be carried out, with the aim of glimpsing the theoretical and structural differences of these three constructional typologies. In particular, the construction of the same bridge executed by the full canteliever method, by the incremental launching method and by the ful shoring system method will be analyzed. In this way the different structural responses derived from the use of one procedure, or another will be obtained, which will lead to the use of different amounts of active reinforcement in the structures. These differences will be addressed in this paper, which aims at the advantages and disadvantages of using one method or another.

Resumen	ix
Abstract	xi
Índice	xiii
Índice de Tablas	xvii
Índice de Figuras	xix
Capítulo 1: procesos Constructivos	1
1 Introducción	2
2 Puentes construidos por voladizos sucesivos	3
2.1. <i>Ejecución de las pilas y de las dovelas "0"</i>	6
2.1.1 Etapa 1	6
2.1.2 Etapa 2	6
2.2. <i>Carros de avance. Montaje</i>	8
6.2. <i>Construcción de los vanos</i>	10
2.3.1. Avance y fijación del carro	11
2.3.2. Armado de la losa inferior y de las almas y disposición del encofrado	11
2.3.3. Ferrallado y colocación de las vainas de la losa superior	11
2.3.4. Nivelación del carro	12
2.3.5. Hormigonado completo de las dovelas	12
2.3.6. Desencofrado de las dovelas y curado	12
2.3.7. Tesado de los cables necesarios durante el proceso constructivo	12
2.3.8. Retirada de los anclajes del carro y avance	12
6.3. <i>Trabajos finales</i>	12
2.3.9. Desmontaje de los carros de avance	12
2.3.10. Ejecución de los tramos laterales	13
2.3.11. Ejecución de las dovelas y tesados de cierre	13
3 Puentes construidos por tramos sucesivos	14
3.1. <i>Construcción de puentes con cimbras cuajadas y porticadas</i>	17
3.1.1 Trabajos preliminares	19
3.2. <i>Construcción de puentes mediante la utilización de autocimbras o cimbras autoportantes</i>	20
3.2.1. Cimbra situada por debajo del tablero	20
3.2.2. Cimbra situada por encima del tablero	21
3.2.3. Elementos generales de las autocimbras	22
3.2.4. Proceso de ejecución	24
3.2.5. Trabajos finales	26
4 Puentes construidos por empuje	27
4.1. <i>Etapas del proceso constructivo y definición de los elementos auxiliares</i>	28
4.1.1	28
4.1.2 Construcción de todas las pilas y estribos del puente	29
4.1.3 Montaje del parque de fabricación de dovelas.	29
4.1.4 Instalación de los sistemas de avance.	30

4.1.5	Ejecución de los vanos	33
4.1.6	Empuje. Problemas derivados de su ejecución y soluciones.	36
4.1.7	Trabajos finales.	41
Capítulo 2: Diseño de los modelos de cálculo		44
5. Introducción		45
6	Datos generales del proyecto	46
6.1.	<i>Tipología estructural.</i>	46
6.2.	<i>Definición geométrica.</i>	46
6.3.	<i>Materiales.</i>	46
6.4.	<i>Predimensionamiento de la sección del tablero</i>	47
7	Definición de las cargas acuanes en el proyecto	50
7.1.	<i>Acciones permanentes (Static loads).</i>	50
7.1.1	Peso propio.	50
7.1.2	Carga muerta.	50
7.2.	<i>Acciones variables.</i>	51
7.2.3.	Cargas de tráfico (Moving loads)	51
7.3.	<i>Combinaciones de acciones.</i>	52
8	Modelo para la construcción por avance en voladizo	54
8.1.	<i>Parámetros del modelo. Hipótesis iniciales.</i>	54
8.2.	<i>Predimensionamiento de las pilas.</i>	57
8.3.	<i>Condiciones de contorno</i>	57
8.3.1.	Condiciones de contornos de las pilas	57
8.3.2.	Condiciones de contorno unión de la pila con el tablero	58
8.3.3.	Condiciones de contorno en los estribos	58
8.4.	<i>Definición del pretensado.</i>	59
8.4.1.	Pretensado durante la construcción.	59
8.4.2.	Pretensado en servicio.	64
8.5.	<i>Etapas constructivas.</i>	67
8.5.1.	Etapa 1.	67
8.5.2.	Etapas 2 a 9.	67
8.5.3.	Etapas 10 a 14	69
8.5.4.	Etapa 15 y puesta en servicio.	70
9	Modelo para la construcción por tramos sucesivos	71
9.	<i>Parámetros del modelo. Hipótesis iniciales.</i>	72
9.2.	<i>Dimensionamiento sección de las juntas.</i>	73
9.3.	<i>Condiciones de contorno</i>	74
9.4.	<i>Definición del pretensado</i>	75
9.5.	<i>Etapas constructivas</i>	79
9.5.1.	Etapa 1	80
9.5.2.	Etapa 2	80
9.5.3.	Etapa 3	81
9.5.4.	Etapa 4 y puesta en servicio	81
10.	Modelo para la construcción por lanzamiento incremental	83
10.	<i>Parámetros del modelo. Hipótesis iniciales.</i>	83
10.2.	<i>Predimensionamiento del pico de avance</i>	84
10.3.	<i>Condiciones de contorno</i>	87
10.4.	<i>Definición del pretensado</i>	88
10.5.	<i>Etapas constructivas</i>	92
10.5.1.	Etapa 1: CS1	93
10.5.2.	Etapa 2: CS2	94
10.5.3.	Etapa 3: CS4-5P y CS4-5	94

10.5.4.	Etapa 4: CS17 y CS18	95
Capítulo 3: Resultados de los diferentes procesos constructivos y comparación		96
11.Introducción		98
	<i>.Criterios de comprobación de los modelos</i>	98
12.Construcción por avance en voladizo		99
12.	<i>Desplazamientos</i>	99
12.1.1.	<i>Etapa 2: CS2</i>	99
12.1.2.	<i>Etapa 5: CS5</i>	101
12.1.3.	<i>Etapa 9: CS9</i>	102
12.1.4.	<i>Etapa 12: CS12</i>	103
12.2.	<i>En servicio</i>	104
12.3.	<i>Comprobación de flecha</i>	106
12.4.	<i>Esfuerzos</i>	106
12.4.1.	<i>Momento flector “My”</i>	107
12.4.2.	<i>Comparación de los esfuerzos</i>	109
12.5.	<i>Tensiones</i>	110
12.5.1.	<i>Etapa 2: CS2</i>	111
12.5.2.	<i>Etapa 5: CS5</i>	112
12.5.3.	<i>Etapa 9: CS9</i>	113
12.5.4.	<i>Etapa 12: CS12</i>	113
12.5.5.	<i>En servicio</i>	114
12.5.6.	<i>Observaciones</i>	115
12.6.	<i>Pérdidas</i>	116
13.Construcción por tramos sucesivos		119
13.	<i>Desplazamientos</i>	119
13.1.1.	<i>Etapa 1: CS1</i>	119
13.1.2.	<i>Etapa 2: CS2</i>	120
13.1.3.	<i>Etapa 3: CS3</i>	121
13.1.4.	<i>Etapa 4: CS4</i>	122
13.1.5.	<i>En servicio</i>	123
13.2.	<i>Comprobación de flecha</i>	124
13.3.	<i>Esfuerzos</i>	124
13.3.1.	<i>Momento flector “My”</i>	124
13.3.2.	<i>Comparación de esfuerzos</i>	127
13.4.	<i>Tensiones</i>	127
13.4.1.	<i>Etapa 1: CS1</i>	128
13.4.2.	<i>Etapa 2: CS2</i>	128
13.4.3.	<i>Etapa 3: CS3</i>	129
13.4.4.	<i>Etapa 4: CS4</i>	130
13.4.5.	<i>En servicio</i>	131
13.5.	<i>Pérdidas</i>	132
14. Construcción por lanzamiento incremental		134
14.	<i>Comportamiento de la nariz de lanzamiento.</i>	134
14.1.	<i>Deformaciones. Comprobación de flecha.</i>	134
14.1.1.	<i>Tensiones</i>	135
14.2.	<i>Desplazamientos</i>	135
14.2.1.	<i>Durante la construcción</i>	135
14.2.2.	<i>En servicio</i>	136
14.3.	<i>Comprobación de flecha</i>	137
14.4.	<i>Esfuerzos</i>	138
14.4.1.	<i>Momento flector “My”</i>	138
14.4.2.	<i>Comparación de esfuerzos</i>	142
14.5.	<i>Tensiones</i>	142

14.5.1.	Durante la construcción	143
14.5.2.	En servicio	145
14.6.	<i>Pérdidas.</i>	145
15.	Comparación de los modelos	148
15.	<i>Análisis de la evolución de los esfuerzos y flechas en los diferentes procesos constructivos</i>	148
15.1.	<i>Comparación de los esfuerzos</i>	148
15.2.	<i>Comparación de las deformaciones</i>	151
15.3.	<i>Cuantificación y comparación de las cuantías de materiales necesarias para cada modelo.</i>	
	<i>Comparación económica.</i>	151
	Conclusiones	154
	referencias	157
	Bibliografía	159
	Trabajos futuros	162

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. propiedades de los materiales	47
Tabla 2. Cargas del modelo	51
Tabla 3. Carriles virtuales IAP-11 [3]	51
Tabla 4 . Cargas de tráfico. Fuente [3]	52
Tabla 5. Combinaciones de acciones ELS característico	53
Tabla 6. Combinaciones de acciones ELS frecuente	53

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig 1. Construcción por voladizos sucesivos	3
Fig 2. Proceso constructivo por voladizos sucesivos	4
Fig 3. Esquema del pretensado para construcción por voladizos sucesivos	5
Fig 4. Encofrados dovela "0"	6
Fig 5. Hormigonado diafragmas dovela "0"	7
Fig 6. Hormigonado de la losa superior de la dovela "0"	7
Fig 7. Elementos del carro de montaje. Fuente [5]	8
Fig 8. Esquema Colocación carros de avance. Fuente [2]	10
Fig 9. Encofrado y ejecución de la primera dovela. Fuente [5]	11
Fig 10. Colocación de las vainas en la losa superior	11
Fig 11. Ejecución de las dovels de cierre	13
Fig 12. Puente ejecutado por cimbra cuajada	14
Fig 13. Construcción de puente por medio de torres y cerchas. Fuente [5]	15
Fig 14. Ejecución de puente por autocimbra. Fuente [13]	15
Fig 15. Ejecución de solapes en el ensanche del alma. Fuente [19]	16
Fig 16. Tipos de cimbras. Fuente [5]	17
Fig 17. Cerchas. Fuente [5]	17
Fig 18. Encofrado exterior para viga cajón. Fuente [5]	18
Fig 19. Esquemas de cimbras autoportante sobre tablero y bajo tablero.	20
Fig 20. Cimbra autoportante bajo tablero [5]	21
Fig 21. Cimbra autoportante sobre tablero	22
Fig 22. Planos cimbra autoportante sobre tablero. Fuente [19]	23
Fig 23. Planos cimbra autoportante bajo tablero. Fuente [19]	24
Fig 24. Encofrado interior plegable. Fuente [19]	25
Fig 25. Introducción de las vainas de pretensado. Fuente [19]	25
Fig 26. Ejecución de un puente por lanzamiento incremental.	27
Fig 27. Proceso de construcción de un puente por empuje. Fuente [13]	28
Fig 28. Parque de fabricación de dovelas.	30
Fig 29. Avance por gatos hidráulicos de pretensado. Fuente [10]	31
Fig 30. Sistema de empuje dorsal mediante gatos. Fuente [11]	31
Fig 31. Esquema avance por empuje dorsal. Fuente [10]	32
Fig 32. apoyo deslizante. Fuente [10]	33
Fig 33. Ecofrado de las almas y colocación de la ferralla	33

Fig 34. Ejecución del tablero superior	34
Fig 35. Tesado de la mitad de los tendones	35
Fig 36. Esquema del pretensado de puentes construidos por empuje. Fuente [11]	35
Fig 37. Evolución de la ley de momentos flectores durante el proceso de empuje. Fuente [14]	36
Fig 38. Esquema atirantamiento provisional. Fuente [1]	37
Fig 39. Esquema lanzamiento incremental. Fuente [1]	38
Fig 40. Nariz de lanzamiento	38
Fig 41. Anclaje al dintel de la nariz de lanzamiento. Fuente [10]	39
Fig 42. Choque del extremo de la nariz de lanzamiento con el apoyo. Fuente [1]	40
Fig 43. Choque del extremo de la nariz de lanzamiento con la pila. Fuente [1]	41
Fig 44. Esquema de los apoyos definitivos. Fuente [11]	42
Fig 45, Logo Midas Civil	45
Fig 46. Plano alzado puente	46
Fig 47. Predimensionamiento sección en cajón. Fuente [1]	47
Fig 48. Plano sección cajón	49
Fig 49. Cargas de tráfico	52
Fig 50. Esquema del modelo creado para la construcción por voladizos sucesivos	56
Fig 51. Evolución momentos flectores durante el proceso de empujado. Fuente [1]	72
Fig 52. Procedimiento constructivo por tramos sucesivos. Fuente [2]	73
Fig 53. Solapes entre tendones. Fuente [2]	74

CAPÍTULO 1: PROCESOS CONSTRUCTIVOS

1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo contiene una descripción detallada de tres procedimientos constructivos diferentes empleados comúnmente para puentes con sección cajón hormigonados “in situ”. Se presentarán las diferentes actividades a ejecutar para cada una de estas metodologías, describiéndolas detalladamente e indicando los elementos auxiliares que intervienen en cada una de las etapas constructivas de cada procedimiento.

En concreto, este trabajo se centrará en comparar la construcción de puentes por avance en voladizo, por tramos sucesivos, el cuál engloba el cimbrado vano a vano y la utilización de autocimbras y por empuje, también conocido como lanzamiento incremental.

Existen infinidad de procesos constructivos para las numerosas tipologías de puentes que existen en el mundo, adaptados cada uno de ellos a las necesidades estructurales, resistentes, geológicas, paisajísticas, etc. Así mismo estos procedimientos se adaptan a las circunstancias particulares de cada proyecto, las cuales llevan a un vasto número de elementos auxiliares con miles de combinaciones posibles en sus características. Es por este motivo, que este apartado se desarrollará desde un punto de vista generalista, haciendo hincapié en los principios básicos de cada uno de los procedimientos constructivos sin entrar en detalles demasiado particulares.

2 PUENTES CONSTRUIDOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS

En este apartado se desarrollará la información teórica referente a la construcción de puentes por avance en voladizo, definiendo los procedimientos a seguir en cada una de las etapas constructivas y la descripción de los elementos auxiliares utilizados en ellas.

Este proceso constructivo se basa en el principio fundamental de la división de los vanos en múltiples elementos de menor longitud llamados dovelas, obtenidos de cortar el tablero mediante sucesivos planos perpendiculares al eje longitudinal del puente. La distancia entre estos planos estará fuertemente relacionada con el peso de las dovelas por unidad de longitud, estando por tanto directamente relacionado con el canto de las vigas empleadas. Este aspecto es de vital importancia debido a que la mayor limitación de este procedimiento será la carga introducida en los extremos de los vanos en voladizo por el peso de las dovelas y los elementos adicionales empleados durante el proceso constructivo.

Por lo general los puentes construidos que siguen este procedimiento suelen encontrarse construidos tanto dovelas prefabricadas como con dovelas ejecutadas “in situ”. Esto se debe a que existen diferentes tipos de mecanismos que son capaces tanto de ejecutar el hormigonado de la dovela en voladizo en su posición definitiva, por medio de la utilización de carros de avance, como de trasladar dovelas previamente hormigonadas desde el parque de fabricación en el terreno hasta su punto de colocación, haciendo uso de vigas metálicas de lanzamiento [1].

En concreto durante el desarrollo de este trabajo, cuando se hable del avance en voladizo se referirá en cualquier caso a la aplicación de este método utilizando dovelas ejecutadas “in situ”. Esto se define de cara a establecer un análisis comparativo válido, ya que se debe tener en cuenta que los otros dos procedimientos constructivos utilizan un hormigonado en obra de las dovelas o tramos que conformarán los vanos del puente estudiado.



Fig 1. Construcción por voladizos sucesivos

El rango de utilización de esta metodología de construcción de puentes oscila entre los 50 y los 250 metros de longitud de los vanos, siendo el más frecuente de 80 a 200 metros, según establece la instrucción de Obras de Paso de Nueva Construcción [2].

De igual modo, según algunos autores [1], se establece que la longitud más adecuada para las dovelas deberá oscilar entre los 3 y 5 metros, pudiendo estas presentar diferentes dimensiones de canto en el caso de que se tratase de un puente construido con vigas de canto variable. Este procedimiento suele aparecer en la práctica asociado a cantos variables, ya que, para luces grandes, resulta conveniente reducir el peso de las dovelas según avanza el voladizo, con la intención de reducir la flecha máxima en el extremo del tramo ejecutado. Esto originará que, para que las dovelas no superen un peso excesivo (nunca más de 150-200 Tn [2]), en las zonas próximas a las pilas, donde el canto es mayor, la longitud de las dovelas se reduzca, mientras que para las dovelas de menor canto, su longitud aumente, manteniendo así un rango de pesos similar para todas las dovelas. Aún así, este procedimiento también permite realizar puentes de sección con canto constante, aunque esto limitará la luz máxima que se podrá cubrir.

La construcción de estas dovelas consistirá en una construcción sucesiva y equilibrada a cada lado de cada una de las pilas. Esto se realiza utilizando los llamados carros de avance, los cuales, apoyándose en la dovela previamente construida y fijada a la pila para evitar el vuelco, soportan el cimbrado y encofrado sobre el cual se hormigonará la siguiente dovela. A continuación, una vez que el hormigón de la nueva sección ha obtenido una resistencia suficiente, el carro avanza hasta el extremo del voladizo, repitiendo el proceso previamente descrito. Esto hará que la construcción del vano vaya progresando de forma simétrica desde la pila hacia el centro del vano, donde tras la ejecución de la última dovela, los dos voladizos encontrados se unirán por medio de una dovela de cierre.

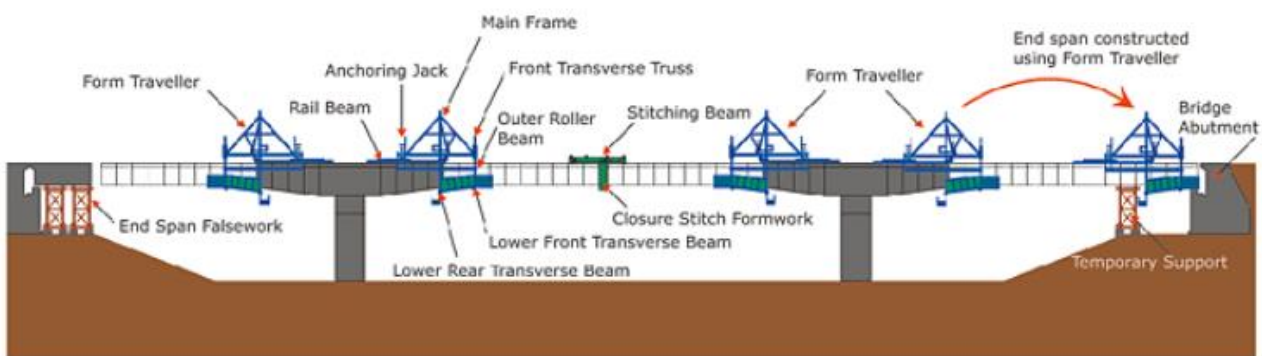


Fig 2. Proceso constructivo por voladizos sucesivos

Cabe destacar, que puentes construidos por medio de este método la forma de disponer los cordones durante la construcción será haciendo que todas las vainas pasen por la cara superior de la dovela "0", donde los momentos flectores negativos serán máximos. Los cables colocados se prolongarán a la siguiente dovela, y en esta, se anclarán dos o cuatro de los tendones, haciendo por tanto que la siguiente dovela que se construya haya perdido cordones con respecto a la anterior. De esta manera, debido a la reducción de los momentos flectores negativos según se prolonga el voladizo, las dovelas más alejadas de la pila serán las que menos pretensado tengan, haciendo por tanto esta disposición la óptima para puentes construidos por este método [1],[7].

De igual modo, una vez ejecutada las dovelas de cierre, se tesará el pretensado inferior, también conocido como pretensado de continuidad, el cual está destinado a soportar los momentos positivos que aparecen en el vano.

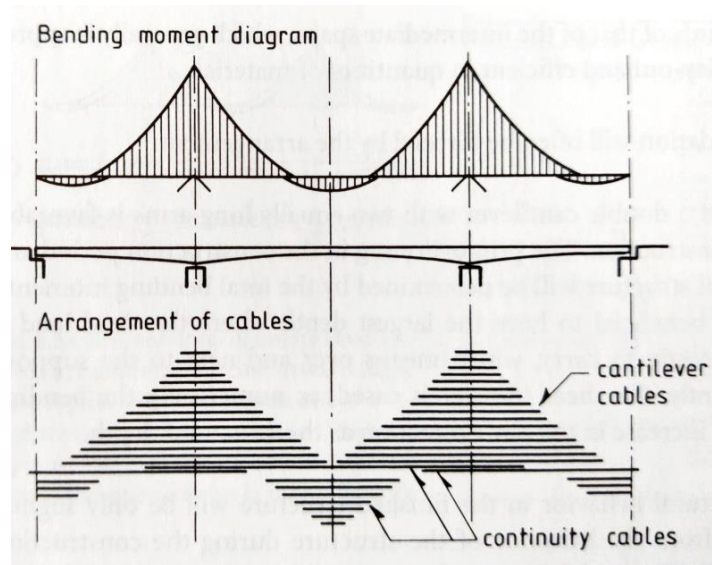


Fig 3. Esquema del pretensado para construcción por voladizos sucesivos

A continuación, se describirán las acciones realizadas en cada etapa constructiva de forma detalla, así como la descripción de los elementos que intervienen en cada una de ellas. Para completar esta información, se ha utilizado la información aportada en el informe técnico de la construcción del Viaducto Las Salinas [6], de igual modo, se ha contrastado con la bibliografía utilizada de Javier Manterola [1] y de Paul E. Mondorf [7].

La lista de procesos a seguir serán los siguientes.

1. Trabajos preliminares.
 - Ejecución de las pilas y de las dovelas “0”.
 - Montaje de los carros de avance.
2. Ejecución de los vanos.
 - Avance y fijación del carro.
 - Armado de la losa inferior y de las almas y disposición del encofrado.
 - Ferrallado y colocación de las vainas de la losa superior.
 - Nivelación del carro.
 - Hormigonado completo de las dovelas y proceso de curado.
 - Desencofrado de las dovelas.
 - Tesado de los cables necesarios durante el proceso constructivo.
 - Retirada de los anclajes del carro y avance.
3. Trabajos finales.
 - Desmontaje de los carros de avance.
 - Ejecución de los tramos laterales.
 - Ejecución de las dovelas de cierre.

2.1. Ejecución de las pilas y de las dovelas "0"

Previamente a la construcción de los voladizos se deberá construir los diafragmas y las primeras dovelas a continuación de este, las cuales recibirán el nombre de dovelas "0". Esta ejecución previa al resto de dovelas por medio del carro de avance se hace necesaria precisamente para crear una superficie lo suficientemente extensa como para poder montar correctamente los dos carros de avance, uno en cada extremo.

La construcción de las dovelas "0" se puede dividir en tres etapas constructivas [6].

2.1.1 Etapa 1

Se construirá en primer lugar la losa inferior de la sección, la cual será común tanto para los diafragmas como para los primeros tramos ejecutados. Se colocará en primer lugar una plataforma de sustentación para los encofrados de la dovela "0", colocando también lógicamente los encofrados laterales de los extremos de la dovela y los alzados laterales. A continuación, se dispondrá el armado de la losa inferior y se hormigonará.

Para este proceso se contará con una grúa apoyada junto a la pila para elevar todos estos elementos hasta la coronación del pilar.



Fig 4. Encofrados dovela "0"

2.1.2 Etapa 2

En esta etapa se hormigonarán los alzados laterales y los diafragmas, siendo para ello necesario la colocación de los encofrados de las paredes laterales interiores y de los diafragmas, así como disponer el ferrallado de estos elementos previamente al hormigonado. Una vez terminado el proceso se retirarán los encofrados interiores.



Fig 5. Hormigonado diafragmas dovela "0"

2.1.2.1 Etapa 3

En esta etapa se ejecutará la losa superior de la dovela "0", la cual requería necesariamente que se hormigonase primero los diafragmas y paredes laterales, para posteriormente poder colocar sobre estos elementos los encofrados interiores superiores, aunque estos también podrán sustentarse de apeos provisionales. Tras realizar estos trabajos, se colocará el armado de la losa, dejando los huecos necesarios para pasar las vainas de pretensado y se procederá a retirar el encofrado y la plataforma de sustentación.



Fig 6. Hormigonado de la losa superior de la dovela "0"

2.2. Carros de avance. Montaje

El carro de avance es el medio auxiliar más extendido en cuanto a la ejecución de dovelas “in situ” en esta tipología de puentes, su variedad y características como tipos de vigas en cajón pueden existir o dimensionarse, por lo que los carros de avance pueden ser elementos tan concretos que necesiten ser diseñados para la ejecución de un solo puente concreto.

Estos carros, aunque diferentes en sus características, tienen el mismo principio de funcionamiento. Se anclan en una dovela ya construida y soportarán el encofrado de la siguiente dovela que se hormigone, así como el peso de esta mientras el hormigón adquiere la rigidez suficiente. Estos carros también podrán portar consigo plataformas las cuales permitirán a los operarios llegar a todas aquellas zonas que requieran trabajos o supervisión manual.

Primero de todo, para entender mejor el funcionamiento de estos carros, se detallará brevemente los elementos principales que lo componen y su función principal [1],[6],[9].

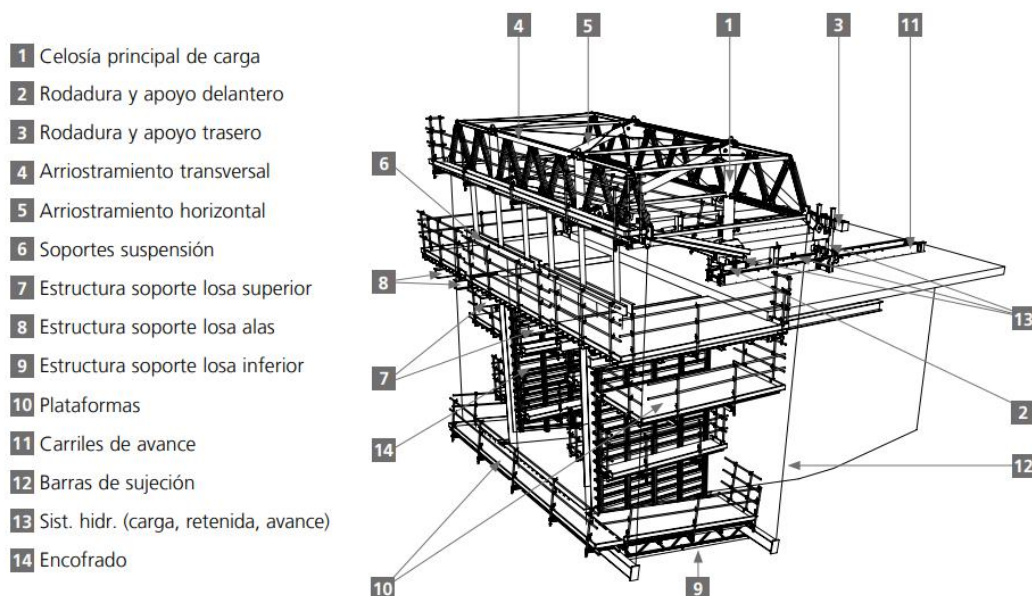


Fig 7. Elementos del carro de montaje. Fuente [5]

- **Vigas metálicas trianguladas (1):** Son los elementos principales del carro cuya función es la de soportar el peso de los encofrados y del hormigón fresco una vez se produzca el hormigonado de la nueva dovela.
- **Viga metálica transversal (4)(6):** su función es recoger la carga de las péndolas frontales y transmitir las al resto del conjunto.
- **Apoyos frontales (2):** Se trata de un apoyo multifuncional, ya que posee ruedas para trasladar el carro durante la fase de avance al mismo tiempo que posee un gato vertical sobre el que se apoya en la fase

de hormigonado. Este gato tiene la función de nivelar la altura del carro, la cual se verá afectada cuando empiece el hormigonado por la deformación natural de la celosía.

- **Anclaje vertical (3):** Este anclaje se situará en la parte trasera del carro de avance y su función será la de impedir el vuelco que se producirá en la estructura al introducir el peso del hormigón fresco en la fase de hormigonado. Para ello se dispondrán unos orificios, previamente ejecutados en las dovelas, por los que pasarán las barras de anclaje del carro.
- **Vigas de rodadura (11):** Se trata de una viga que queda fija durante la fase de hormigonado pero que una vez acabado este, se libera al apoyarse el carro sobre la parte superior de la dovela. Una vez liberada, esta se desplaza hacia delante para permitir el avance del carro hasta la siguiente posición de ejecución.
- **Vigas que soportan el encofrado (7)(8)(9):** Estas vigas quedan colgantes de la parte delantera del carro de avance y su función será la de mantener fijo tanto los encofrados exteriores como interiores.
- **Plataformas de trabajo (10):** Estas se colocan en frente y/o en los laterales de la dovela que se esté ejecutando en esa fase, permitiendo así el paso de los operarios y del equipo que se requiera en esas zonas de trabajo. Estos elementos son opcionales, ya que dependiendo de la obra no siempre son necesarios.

Una vez se conocen los elementos que conforman el mecanismo de avance se procederá a contar como este se instala sobre las dovelas “0” antes de comenzar sus labores de trabajo.

Tras la construcción de las dovelas “0”, se hará uso de la misma grúa torre que se utilizó para elevar los elementos necesarios para ejecutar las dovelas iniciales y diafragmas, para elevar las piezas que conforman el carro. Normalmente es preferible que estas piezas se alcen ya unidas por módulos que sean más fácilmente montables, debido al reducido espacio de trabajo del que se dispone sobre las pilas.

Dependiendo del espacio del que se disponga, se podrán colocar los dos carros directamente para comenzar un avance simétrico o, en caso de no ser posible, se construirá el primero de ellos y este ejecutará la primera dovela, para posteriormente avanzar y permitir entonces el montaje del segundo carro de avance. Esto último es lo que se conoce como un avance asimétrico, el cuál estará condicionado a que como mucho se ejecute una única dovela de diferencia y con la condición de que ambos carros se encuentren en la misma posición [7].

Otra alternativa para generar el espacio necesario para albergar los dos carros de avance en la primera fase de ejecución podría ser la construcción de dos pequeños voladizos hormigonados a continuación de la dovela “0” gracias a un encofrado anclado en la pila o bajo ella [2].

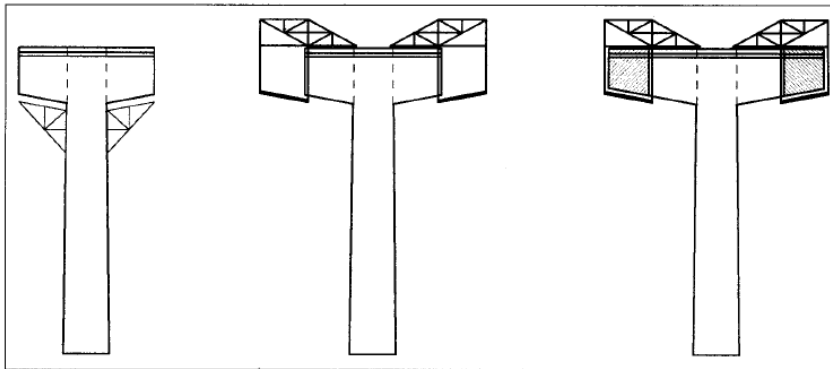


Fig 8. Esquema Colocación carros de avance. Fuente [2]

A continuación, se describen las diferentes fases del proceso de montaje de los carros [8], el cual comienza con la colocación de las vigas de rodadura sobre las cuales se apoyará la estructura.

Seguidamente se montarán dos vigas de celosía de forma romboidal que formarán el cuerpo de la estructura del carro. Estas se desplazan por las vigas de rodadura y monta el sistema hidráulico de transporte y los anclajes, los cuales también se instalarán en esta fase.

El siguiente paso que ejecutar será la colocación de las vigas en celosía, ejecutar el arriostramiento horizontal y las péndolas de cuelgue, elementos los cuales se intentan montar por módulos lo más grandes posibles.

Por último, se dispondrán las vigas que soportan el encofrado, las plataformas auxiliares y el equipo hidráulico compuesto por dos gatos verticales colocados en los apoyos delanteros para asegurar el bloqueo de la estructura.

Una vez finalizado el montaje de los carros de avance, se podrán comenzar las labores de calibración de la estructura y su puesta en cota. Será necesario mantener un control exhaustivo de la posición del carro, la cual se calibrará por medio de los sistemas hidráulicos anteriormente mencionados en primer lugar, para posteriormente realizar el último ajuste con la ayuda de la grúa torre [8].

Resulta de especial interés intensificar los trabajos de supervisión de los carros de avance durante las fases de avance y hormigonado, debido a que son las etapas en las cuales este elemento auxiliar puede sufrir mayores desajustes o averías debido a los grandes esfuerzos y deformaciones a los que se ve sometido [8].

Según establece Javier Manterola [1] los carros de avances más pequeños tendrán un peso de entre 30 y 40 Tn, mientras que los más grandes, llegarán hasta las 100 y 120 Tn.

6.2. Construcción de los vanos

En el presente apartado se comentarán las diferentes actividades que se ejecutarán durante la construcción de las dovelas “in situ”, siendo esta lista de tareas una guía de los pasos que se seguirán durante el proceso constructivo de cualquiera de las dovelas en voladizo del puente.

2.3.1. Avance y fijación del carro

Esta fase comienza tras el hormigonado de la dovela anterior, después de que hayan pasado en torno a 4 días y el hormigón vertido posea en torno a 22-28 MPa [7]. Con esta resistencia del hormigón, se desancla el encofrado y se lleva a cabo el tesado de los tendones de la dovela.

A continuación, el carro levanta el anclaje de los apoyos traseros y se coloca sobre las vigas carril gracias a los sistemas hidráulicos de los apoyos frontales, permitiendo así su avance por la parte superior de la dovela recién construida.

Una vez llegado a su siguiente posición de anclaje, este se vuelve a anclar en los apoyos traseros, fijándose a su vez el encofrado inferior a la dovela previa.

Por último, el carro se nivelará a su correcta posición de ejecución.

2.3.2. Armado de la losa inferior y de las almas y disposición del encofrado

Una vez dispuesto el encofrado de la losa inferior, se coloca manualmente el ferrallado de esta y se monta el encofrado exterior e interior del resto de la dovela.



Fig 9. Encofrado y ejecución de la primera dovela. Fuente [5]

2.3.3. Ferrallado y colocación de las vainas de la losa superior

Se colocará primero el ferrallado para la cara inferior de la losa, permitiendo de esta manera la colocación de las vainas por las que irán los cordones de pretensado, las cuales se fijarán al armado inferior de la losa para garantizar que se mantienen en su posición correcta durante la fase de hormigonado [6].



Fig 10. Colocación de las vainas en la losa superior

2.3.4. Nivelación del carro

Una vez montados todos los elementos auxiliares, y previamente a iniciar el hormigonado, se realizan una serie de mediciones para comprobar que el carro se encuentra en la posición correcta determinada en proyecto. Para ello se utiliza un equipo topográfico que compruebe estos datos.

2.3.5. Hormigonado completo de las dovelas

En esta fase se ejecutará el hormigonado por medio de sistemas de bombeos, los cuales transportarán el hormigón fresco desde las zonas de trabajo hasta las dovelas construidas.

El hormigonado se realiza por etapas, en primer lugar, se hormigona la losa inferior de la viga, a continuación, se hormigona por tongadas de medio metro las almas del cajón, evitando así problemas de sifonamiento. Por último, se vierte el hormigón de la losa superior desde el extremo del voladizo hasta el punto de unión con la dovela previa.

2.3.6. Desencofrado de las dovelas y curado

El encofrado comenzará a retirarse al día siguiente del hormigonado, dando paso a la fase de curado del hormigón de las superficies expuestas, evitando de esta manera la aparición de la fisuración originada durante el proceso de fraguado.

2.3.7. Tesado de los cables necesarios durante el proceso constructivo

Una vez alcanzada la resistencia apropiada en el hormigón, se tesan los cables de la armadura activa superior para posteriormente proceder con la inyección de la lechada de mortero en las vainas.

2.3.8. Retirada de los anclajes del carro y avance

Finalmente, al haberse construido definitivamente la dovela, el carro se desanclará y avanzará hasta la siguiente posición de hormigonado tal y como se describió en la primera etapa descrita.

6.3. Trabajos finales

2.3.9. Desmontaje de los carros de avance

Una vez se ha ejecutado la última pareja de dovelas, el trabajo de los carros de avance habrá finalizado, y será en ese momento, en el cual estos carros inicien su recorrido de avance a la inversa en dirección a su respectiva pila. Una vez allí serán desmontados por los operarios y bajados en módulos por la misma grúa torre que ayudó en su montaje.

En el caso de que los tramos laterales se hayan ejecutado también por medio de carros de avance, este se dirigirá hacia el estribo, donde será desmantelado.

2.3.10. Ejecución de los tramos laterales

Por lo general estos tramos no tienen por que tener la misma longitud que los vanos centrales, lo cual podría permitir la ejecución de este tramo también por medio de un voladizo sucesivo si la luz a cubrir no es demasiado grande. Esto se debe a que al no ser un procedimiento simétrico como el que se inicia desde las pilas, el tramo en voladizo ejecutado desde el estribo no tiene un voladizo simétrico que compense la flecha que se originará. Además, requeriría la instalación provisional de un apoyo completamente empotrado en el estribo que, posteriormente, debería sustituirse por los apoyos definitivos.

Debido a estos problemas, es más común ejecutar estos tramos laterales por medio de cimbrados convencionales, aunque también se podría optar por dimensionar el puente de forma que los tramos laterales tengan la mitad de la longitud de un vano central, evitando así tener que ejecutar estos tramos por separado.

2.3.11. Ejecución de las dovelas y tesados de cierre

Para finalizar la ejecución del puente, se deberá garantizar la continuidad estructural uniendo los dos voladizos por medio de una serie de vigas metálicas, las cuales los inmovilizan. Tras esto, se empeará la plataforma auxiliar de uno de los carros como zona de trabajo, sobre la cual se trabajará y se colocarán los encofrados interiores y exteriores fabricados “in situ”, permitiendo así el encofrado de las dovelas de cierre [6].



Fig 11. Ejecución de las dovelas de cierre

Estas dovelas suelen tener una longitud mínima de 0.5 metros, al mismo tiempo que no deberían exceder los 2 metros según establece el autor Paul E. Mondorf [7].

Como operación final, se tesarán los cables de la losa inferior cuyo punto de origen se encontrará en la dovela de cierre, ya que, con toda seguridad, esta será la zona donde se den los mayores momentos flectores positivos.

Para tesar estos tendones y los de continuidad, se dejan agujeros durante el hormigonado de la dovela de cierre para introducir los gatos de tesado. Como última tarea, estos agujeros deberán ser tapados.

3 Puentes construidos por tramos sucesivos

SUCESIVOS

Este apartado abarcará la información teórica en lo referente a los métodos más empleados en la construcción de puentes por tramos sucesivos. Esta tipología constructiva se basa en uno de los procesos más antiguos de la construcción de puentes y en general de la edificación, el apuntalamiento.

El apuntalamiento en la construcción de este tipo de estructuras consiste en la colocación de una serie de elementos metálicos que soportarán el encofrado de las vigas y tablero del puente.

Este tipo de construcción de puentes se emplea generalmente para aquellos ejecutados “in situ”, cuya longitud total del puente es demasiado grande como para cimbrar todo el tablero y ejecutarlo de una sola vez. Es por ello que la construcción se ejecutará por fases, lo que generará un gran ahorro en cuanto a la cantidad de cimbrado empleado, ya que este, al igual que los encofrados, se reutilizará de una fase a otra.

En cuanto a la longitud de los tramos ejecutados de una sola vez, será muy similar a la de un vano completo, con la diferencia de que al construir el primer vano del puente que apoyará en un estribo y en la primera pila, se ejecutará un tramo extra que quedará en voladizo y que tendrá habitualmente una longitud de un cuarto de la luz del vano. Este proceso constructivo permitirá la ejecución de puentes con vanos de luces de tamaño muy considerable, llegando hasta los 100 metros de luz [2].

Esta forma de ejecutar los vanos será la regla general en la cual se fundamenta la construcción tramo a tramo. Sin embargo, existen otros factores fundamentales para elegir el tipo de soporte que tendrá el encofrado, como son la altura a la que se encuentra el puente y las condiciones del terreno situado bajo él. Es de gran importancia, ya que para puentes a gran altura y para aquellos cuyo terreno bajo él sea inadecuado para el apoyo de la cimbra, será muchas veces inviable tanto económica como técnicamente la realización de los apeos provisionales necesario durante la construcción.

En primer lugar, se encuentra el caso en el que es viable el apoyo de la cimbra en el terreno, en cuyo caso se utilizarán cimbras cuajadas siempre que la altura del puente no sea superior a 15-20 metros [2], aunque su uso suele estar más extendido para pasos inferiores y puentes de entre 8 y 10 metros de altura [1].



Fig 12. Puente ejecutado por cimbra cuajada

Dentro de este grupo, se puede dar la situación en la que el terreno sea favorable para la colocación de las cimbras, pero la altura del puente sea más alta a los 20 metros indicados anteriormente. Para este caso, las cimbras convencionales resultan antieconómicas, por lo que se recurrirá al empleo de torres construidas por medio de castilletes metálicos arriostrados internamente. Esto aporta una mayor rigidez a la estructura soporte, que, junto a unas cerchas metálicas, soportarán el encofrado durante la fase de construcción del tramo. Las cimbras se podrán utilizar para alturas de hasta 40 metros [2].



Fig 13. Construcción de puente por medio de torres y cerchas. Fuente [5]

Por el otro lado, en los casos en los que la altura del puente sea superior a los 40 metros o el terreno bajo el puente sea demasiado accidentado, sí se quiere realizar una ejecución tramo a tramo del puente utilizando autocimbras, también conocidas como cimbras autoportantes.

Este procedimiento es en la actualidad el más sofisticado para la construcción de puentes “in situ”, ya que todas las operaciones propias de la ejecución de la viga, cimbrado, nivelación, encofrado, descimbrado y avance están totalmente automatizadas. Tiene además la gran ventaja de que desvincula totalmente la relación de su ejecución con la cota y propiedades del suelo. Es por esto por lo que su uso está cada vez más extendido, aunque tiene el inconveniente de que los medios auxiliares que emplea son muy costosos, por lo que se utiliza principalmente para la construcción de puentes con longitudes mayores de 600 metros para que la inversión resulte rentable [1]. El rango utilización de este método será para vanos de 30 a 60 metros de longitud [2], 70 en casos excepcionales [17], por lo que se deberán realizar entorno a 12 lanzamientos de la autocimbra para que su utilización sea rentable [5].



Fig 14. Ejecución de puente por autocimbra. Fuente [13]

Este segundo método descrito no permite la ejecución de vanos con luces demasiado grandes, debido a que este proceso no permite la ejecución de dovelas con canto variable, por lo que, al no reducir el peso propio de la viga, podrían aparecer momentos flectores demasiado grandes.

Tal y como se ha comentado en el comienzo de este apartado, todos estos procedimientos, aunque diferentes en los medios auxiliares, se basan en el mismo principio de ejecución. La longitud de los vanos ejecutada en cada fase se elegirá siguiendo los mismos criterios anteriormente descritos; durante la fase de hormigonado, todo el tramo se encuentra totalmente encofrado y se hormigona de una sola vez.

Cabe destacar que en este tipo de procedimiento constructivo se empleará un pretensado con trazado parabólico, cuya continuidad debe asegurarse a lo largo de todo el puente. Para ello se podrán utilizar elementos acopladores de cables, o bien solapes, los cuales consisten en cruzar el anclaje de los tendones ejecutados en una fase y en la siguiente en la zona de las juntas de unión entre tramos, donde las almas se ensancharán con el propósito de albergar estos anclajes.

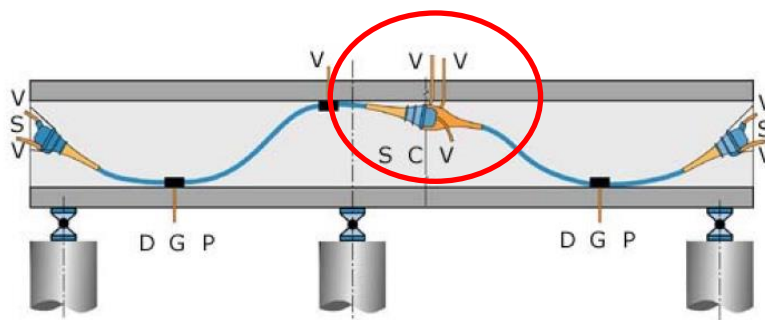


Fig 15. Ejecución de solapes en el ensanche del alma.
Fuente [19]

La utilización de este tipo de disposición en el pretensado hace que los esfuerzos que aparezcan por medio de este proceso constructivo sean muy parecidos a los que aparecerían al ejecutar un vano de una sola vez.

A continuación, se explicarán las dos tipologías constructivas empleadas para la construcción tramo a tramo, detallando las actividades propias del proceso constructivo y los elementos que intervienen en ellas.

3.1. Construcción de puentes con cimbras cuajadas y porticadas

Este método implica la utilización de una estructura provisional la cual soporte el encofrado durante la fase de hormigonado. Tal y como se ha detallado anteriormente, existen tanto las cimbras cuajadas, destinadas a ser utilizadas para la ejecución de puentes de baja altura, como las cimbras porticadas, las cuales serán capaces de soportar el encofrado durante la fase de hormigonado por medio de torres de carga y cerchas.

A continuación, se mostrarán a grandes rasgos los elementos involucrados en las cimbras tanto cuajadas como porticadas a partir del catálogo de la empresa ULMA [5].

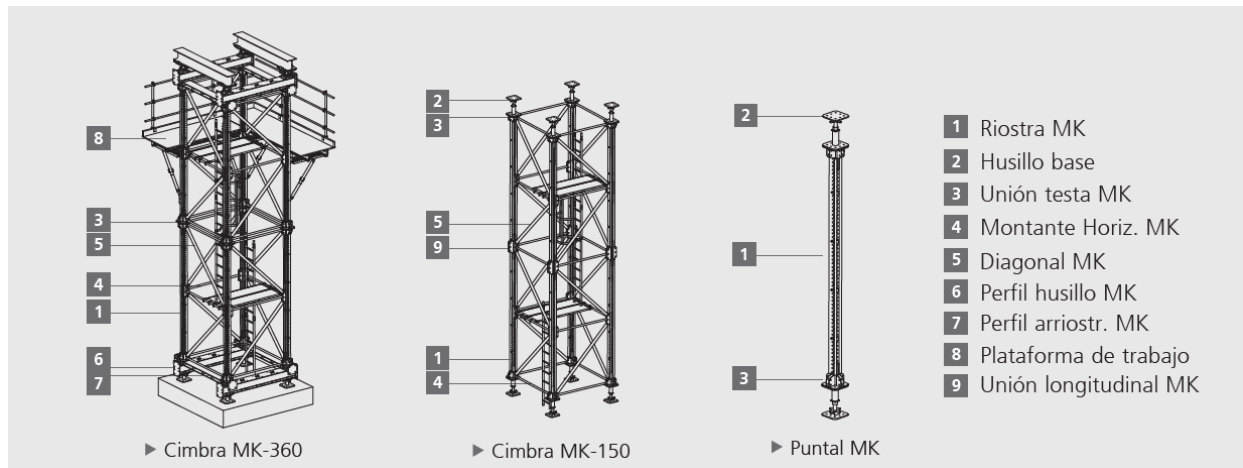


Fig 16. Tipos de cimbras. Fuente [5]

En el caso de que el puente se encuentre a muy baja altura, se hará uso de puntales arriostrados entre sí horizontalmente. Si se decidiera utilizar este tipo de elementos, la cantidad de ellos sería muy grande; si la carga vertical fuera demasiado grande, convendría utilizar torres ligeras, que no requerirán arriostamiento horizontal en puentes de baja altura.

En el caso de la ejecución de puentes de mayor altura, serán utilizadas torres más pesadas como las Cimbras MK-360 [5], que deberán arriostarse horizontalmente entre sí por medio de barras diagonales y montantes para poder resistir el empuje del viento. Así mismo, es posible que estas torres requieran de una cimentación provisional que se fija a la superficie del terreno de forma adecuada.

Un elemento fundamental en la utilización de torres de carga serán las cerchas, que son estructuras metálicas en celosías que se comportan como vigas biapoyadas en cada una de las torres. De este modo cubrirán la luz entre torres y crearán una base de apoyo para el encofrado.

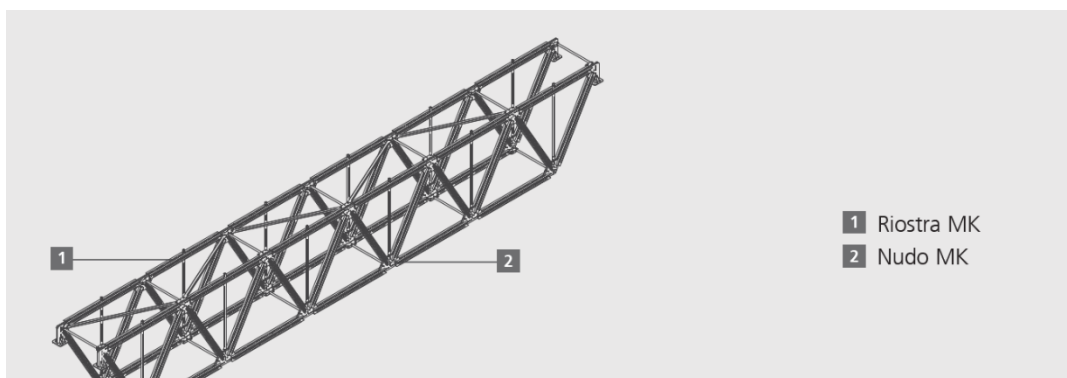


Fig 17. Cerchas. Fuente [5]

4.

Por último, en la coronación de las cimbras se dispondrá el encofrado, el cual transmitirá su peso a la estructura de soporte provisional por medio de las vigas de reparto, también conocidas como riostras.

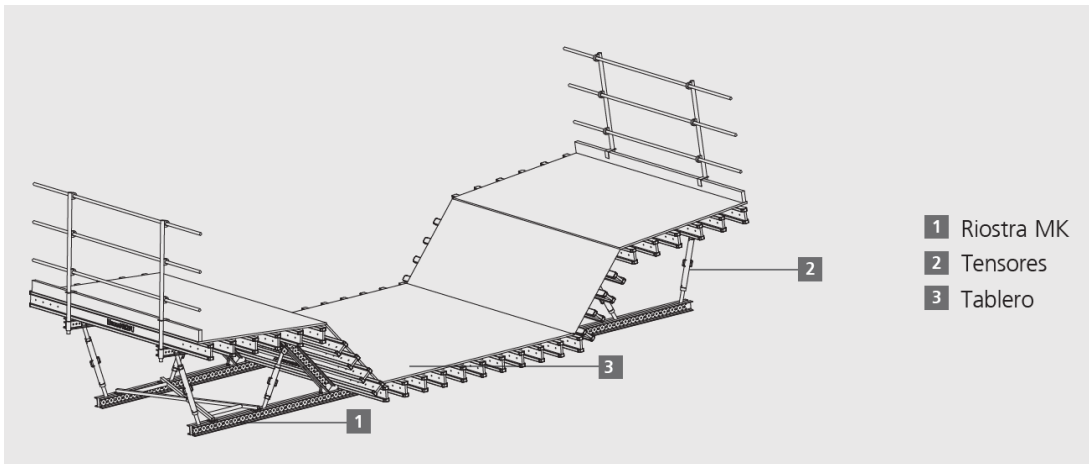


Fig 18. Encofrado exterior para viga cajón. Fuente [5]

Por último, se comentará el proceso constructivo a seguir durante la construcción de las cimbras el cual es muy simple en comparación con los utilizados en otros procesos constructivos

3.1.1 Trabajos preliminares

En primer lugar, se ejecutarán las cimentaciones y pilas del puente, se colocarán los apoyos provisionales o definitivos sobre las pilas y se preparará el terreno para que esté en las condiciones óptimas de trabajo, asegurando así que la colocación de los puntales se pueda realizar en buenas condiciones.

Para el caso del uso de torres de carga, se ejecutarán cimentaciones provisionales de madera u hormigón dependiendo de la magnitud de las cargas verticales transmitidas a la cimbra. En el caso de cargas muy grandes, se puede requerir que se ejecute una misma zapata para varias torres de carga, e incluso estas zapatas pueden llegar a necesitar cimentaciones más profundas. Esto plantea si ese método es el más adecuado para ejecutar el cimbrado.

3.1.1.1 Montaje de la estructura provisional y ejecución de los tramos

Una vez se han realizado estas labores preliminares, se procederá al montaje de la cimbra y a la posterior colocación del encofrado.

Habiendo anclado y asegurado todos los elementos, y tras una correcta nivelación del pretensado, se procederá a la colocación de la ferralla de la losa inferior y de las almas, así como del encofrado interior de las almas y las vainas de pretensado ancladas en su posición exacta a lo largo de todo su trazado. Seguidamente se verterá el hormigón en tongadas de medio metro de espesor a lo largo de todo el tramo, implantando varios puntos de vertido para aligerar las labores en cada etapa.

A continuación, se procederá a la disposición del encofrado interior para poder colocar la ferralla de la losa superior y hormigonar inmediatamente después.

Tras realizar las labores de tesado del pretensado, y una vez alcanzada la rigidez suficiente en el hormigón, el encofrado y las cimbras se retirarán para posteriormente volver a montarse a un cuarto de la luz de distancia de la pila, donde se ejecutará el siguiente tramo.

Durante el proceso de tesado (y es posible que este se haga por fases) existe una particularidad, de modo que, en caso de ser necesario, una parte de los cordones se tesará en el tramo construido, y el resto pasará por todo ese tramo y el siguiente, siendo tesados en el extremo del siguiente tramo ejecutado. De esta forma se reducirá el tiempo de tesado, ya que, en muchas ocasiones, no es posible la colocación de todas las placas de tesado al mismo tiempo a causa de las limitaciones geométricas de las vigas empleadas.

Existen multitud de combinaciones para el trazado de los cables, así como de los procedimientos de solape o empalme necesarios, ya que cada uno de estos se adaptará a las necesidades particulares de cada construcción.

3.1.1.2 Trabajos finales

Una vez construidos todos los vanos y tesados todos los tendones, se procederá al repliegue total de todas las cimbras y soportes provisionales, así como a la demolición de las cimentaciones provisionales.

3.2. Construcción de puentes mediante la utilización de autocimbras o cimbras autoportantes

A modo de curiosidad, y con la intención de ampliar la capacidad comparativa que puede aportar este trabajo, se ha decidido desarrollar el proceso constructivo por medio de autocimbras. Esto se hará a pesar de que el modelo de cálculo creado para estudiar los esfuerzos originados durante la construcción tramo a tramo será ejecutado pensando en que se está realizando un apuntalamiento convencional. Aún así, parece interesante la comparación de estos dos tipos de construcción entre sí, debido a que, aun siendo radicalmente diferentes a priori, ambos producirán una respuesta muy similar en la viga tablero.

Dentro de este tipo de ejecución de puentes, existen dos tipologías diferentes de autocimbras, las situadas por debajo y las situadas por debajo del tablero.

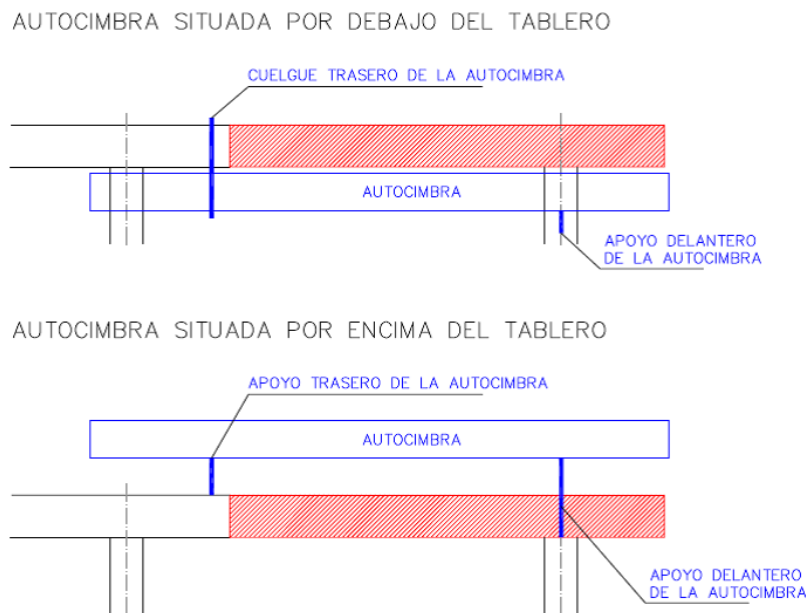


Fig 19. Esquemas de cimbras autoportante sobre tablero y bajo tablero.

3.2.1. Cimbra situada por debajo del tablero

En este caso, las vigas longitudinales principales se sitúan por debajo del tramo que se ejecutará en esa fase. El encofrado se apoya en las vigas longitudinales a través de elementos

transversales que tienen la forma exterior del tablero. Con este sistema se debe resolver

la interferencia con las pilas durante el avance de la cimbra.

Para ello existen varios sistemas, como el ripado transversal de las vigas longitudinales, el abatimiento del encofrado en su parte inferior o una combinación de ambos. La disposición de cimbra por abajo tiene la ventaja de dejar la parte superior libre para la introducción de la ferralla prefabricada en cualquier momento durante la ejecución.

La autocimbra no requerirá de apoyos provisionales intermedio, pero en el momento de apoyo en las pilas, se deberá haber colocado en ellas unas cuñas metálicas que sirvan de apoyo para las vigas longitudinales que lleguen en primer lugar.

Por último, hay que destacar que será importante dejar una distancia de aproximadamente 10 metros por debajo de la coronación de la pila, para asegurar el correcto funcionamiento de esta.



Fig 20. Cimbra autoportante bajo tablero [5]

3.2.2. Cimbra situada por encima del tablero

Para este caso, como resulta lógico, las vigas longitudinales se situarán por encima del tablero, las cuales soportarán una estructura metálica que alberga el molde de la viga a hormigonar.

La principal ventaja de este sistema es que la autocimbra se apoyará directamente en las pilas, no teniendo así que instalar ningún tipo de estructura metálica anclada a las pilas.

La desventaja más importante de ese método es que los cuelgues interfieren en la colocación de la ferralla superior.

Se estima que la altura libre bajo la pila puede llegar como máximo hasta los 4 metros según los fabricantes [17].



Fig 21. Cimbra autoportante sobre tablero

3.2.3. Elementos generales de las autocimbras

A pesar de las diferencias entre las de tipologías de autocimbras, estas poseen un gran número de elementos en común, los cuales se desarrollarán en este apartado siguiendo varios manuales de usos de autocimbras [17], [18].

- **Vigas longitudinales:** Se tratan de vigas metálicas en celosía, aunque se podrán utilizar también vigas metálicas de alma llena para los casos excepcionales de vanos con luces muy grandes. Estas estructuras longitudinales conformarán la autocimbra en sí, en las cuales se colgará o se apoyará el encofrado del tramo a ejecutar.
- **Vigas transversales y encofrado exterior:** El encofrado de la viga es soportado por una estructura compuesta por vigas transversales ancladas a la estructura longitudinal. Esta estructura tiene que ser móvil en cuanto a su unión al resto de la estructura, ya que el encofrado tendrá que abrirse una vez se haya completado la construcción del vano para salvar las pilas durante el avance de la autocimbra.
- **Encofrado interior:** Este elemento deberá ser replegable para que pueda pasar a través del diafragma, o en su defecto, si el hormigonado se ejecuta en dos fases, se retirará por medios de elevación.
- **Apoyos en las pilas y ménsulas de apoyo:** Para el caso de autocimbras sobre el tablero, el apoyo delantero de ésta será sobre la coronación de la pila por medio de una estructura metálica provisional, mientras que el apoyo trasero se realizará sobre puntos concretos del voladizo ya construido o, en su defecto, sobre la pila anterior. Por el contrario, para el caso de autocimbras bajo el tablero el apoyo de las vigas longitudinales se realizará sobre ménsulas de apoyo colocadas en las pilas bajo el nivel de su coronación, mientras que el apoyo trasero se realizará mediante una viga de cuelgue.
- **Sistemas mecánicos, hidráulicos y eléctricos:** Estos sistemas permitirán que la estructura de la autocimbra ejecute todos los movimientos necesarios para que realice su trabajo. Estos movimientos serán longitudinales, para poder avanzar de un vano a otro, verticales, para la nivelación y colocación en cota, y el abatimiento del encofrado.

A continuación se mostrará un plano de detalle de los elementos que aparecen en una cimbra autolanzable sobre tablero, obtenido tras consultar el catálogo de productos de la empresa Avensi Ingeniería y Construcción, S.L. [19].

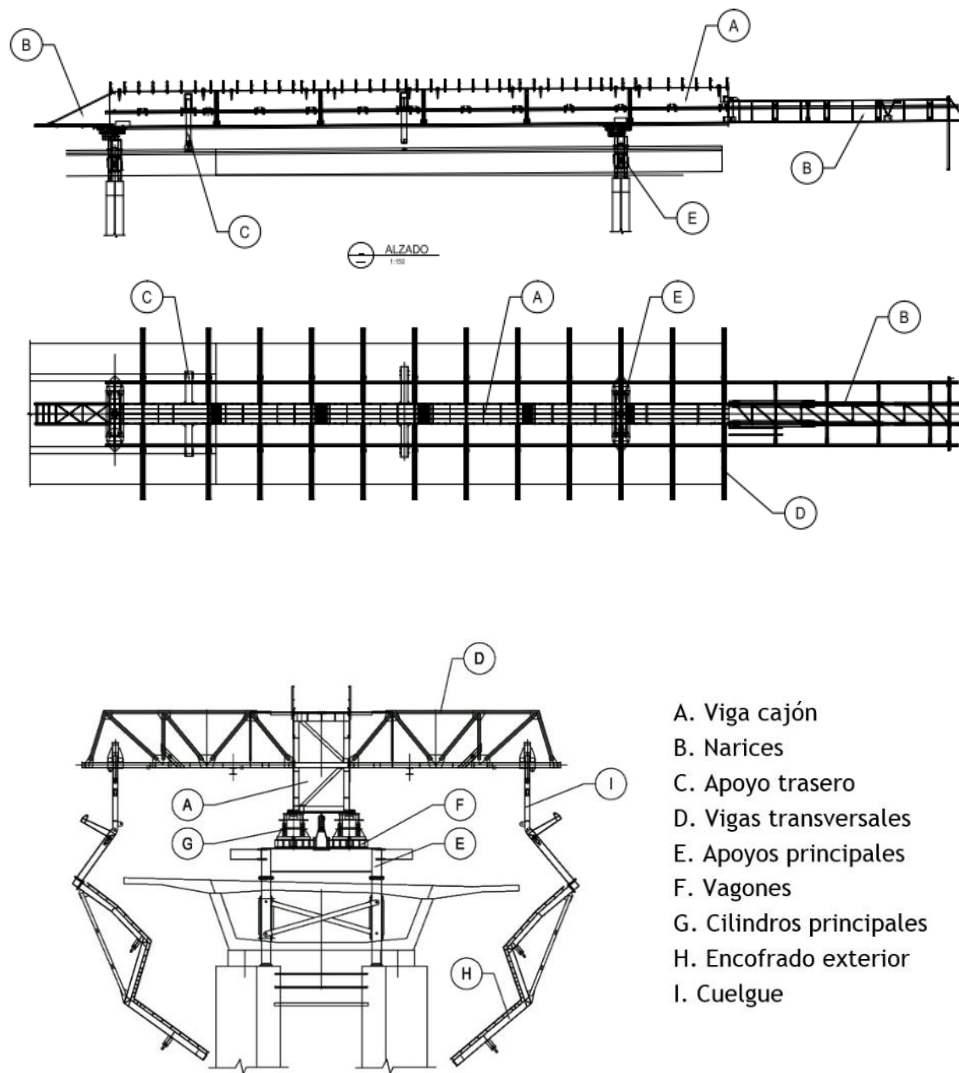


Fig 22. Planos cimbra autoportante sobre tablero. Fuente [19]

De igual modo, ahora se muestra el esquema perteneciente a una autocimbra bajo tablero, la cual se denomina autolanzable, más común en proyectos de construcción de puentes.

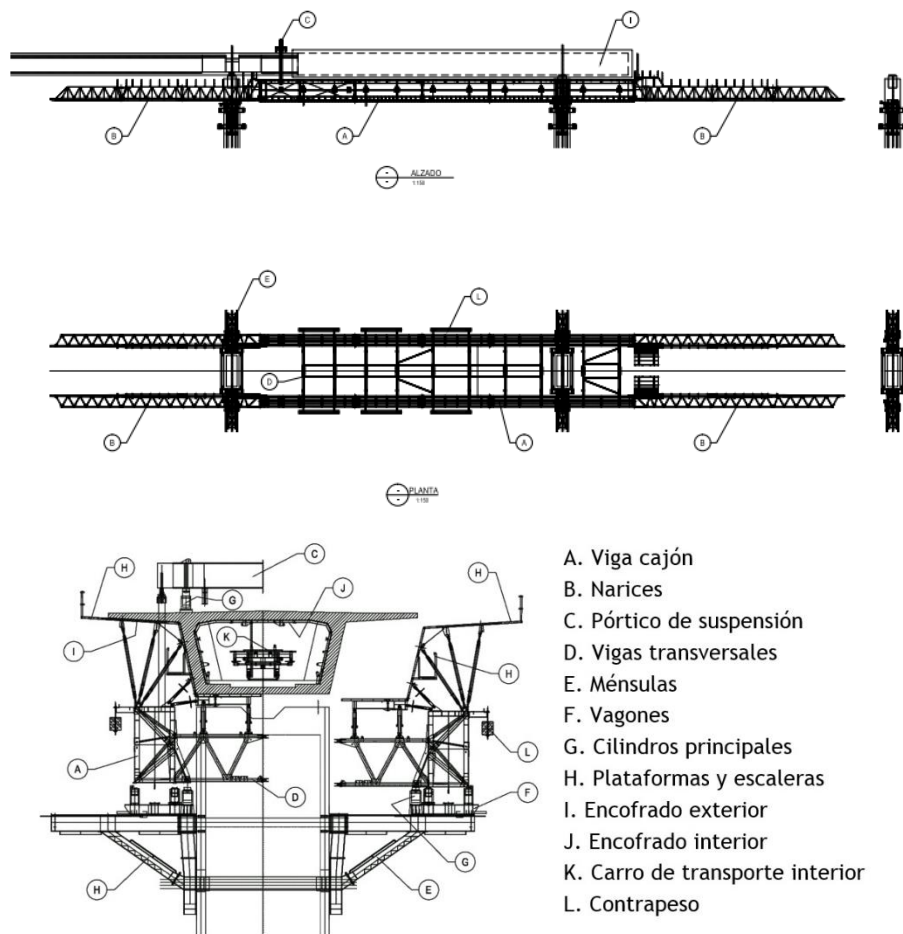


Fig 23. Planos cimbra autoportante bajo tablero. Fuente [19]

3.2.4. Proceso de ejecución

Según se ha podido comprobar en algunos manuales de funcionamiento de autocimbras [18], el proceso a seguir será el siguiente.

- **Posicionamiento inicial de la cimbra:** Tras la ejecución del vano anterior, la parte posterior se cuelga del voladizo que queda tras la pila, situándose a una distancia aproximada de un cuarto de la luz del vano siguiente, ya que en este punto se darán los momentos flectores mínimos. De esta manera, junto al apoyo de las vigas longitudinales delanteras en las ménsulas de la siguiente pila, se asegura la continuidad del tablero.
- **Corrección de la contraflecha:** En caso de ser necesario, para compensar las deformaciones que aparecerán en la cimbra durante el proceso, se utilizarán puntales regulables para mantener la cota correcta del encofrado en el momento de la ejecución.

- **Cierre del encofrado y colocación del ferrallado del tablero:** En primer lugar, tras el avance se realiza el cierre del encofrado por medio de los mecanismos anteriormente descritos en este apartado. A continuación, se colocará el ferrallado de la losa inferior y de las almas de la viga y se avanzará el encofrado interior, el cual se ha quedado atrás en la posición de ejecución del vano anterior. Una vez hormigonada la losa inferior y las almas, se colocará el encofrado de la losa superior y las alas, su armadura y se hormigonará.



Fig 24. Encofrado interior plegable. Fuente [19]

- **Hormigonado del tablero:** Sobre el proceso de hormigonado cabe destacar que lo más habitual es ejecutarlo en una sola fase, aunque, dependiendo de la capacidad de deformación de la cimbra, es posible que se puedan utilizar procesos alternativos de hormigonado.
- **Introducción del tesado:** Al igual que se realiza en otros métodos constructivos, antes del hormigonado se dispondrán las vainas que albergan los cordones de pretensado, los cuales se tesarán una vez alcanzada la resistencia suficiente por el hormigón.



Fig 25. Introducción de las vainas de pretensado. Fuente [19]

Los anclajes de los tendones se realizarán normalmente en resaltos de hormigón en las almas de las zonas de juntas, proporcionando así la continuidad necesaria entre el pretensado.

- **Avance de la autocimbra:** para realizar esta acción, primero de todo es necesario la apertura de la estructura que soporta el encofrado, la cual abatirá la totalidad del encofrado en dos partes, incluyendo el fondo de este. De esta manera, se podrá salvar la pila.

3.2.5. Trabajos finales

Una vez la autocimbra haya llegado al final del recorrido y se haya ejecutado el último vano, esta se replegará y se procederá a su desmantelamiento, así como también se desmontarán todas las ménsulas y estructuras provisionales que se hayan requerido durante las etapas constructivas.

Por último, se colocarán los apoyos definitivos en el caso de que hayan sido necesario el uso de apoyos provisionales y se ejecutará el cierre de los estribos para dar por finalizada la ejecución de la obra.

4 PUENTES CONSTRUIDOS POR EMPUJE

En este apartado se desarrollarán las bases teóricas del último de los tres procedimientos constructivos en los que se centra este Trabajo Fin de Grado: la construcción de puentes empujados, en concreto el conocido como lanzamiento incremental.



Fig 26. Ejecución de un puente por lanzamiento incremental.

Este proceso constructivo, al igual que los anteriores se verá desde el punto de vista de las dovelas fabricadas “in situ”, aunque en este caso concreto, las dovelas no se hormigonarán en su posición definitiva, sino en un parque de fabricación fijo situado tras uno de los estribos del puente. En este se ejecutará el hormigonado y tesado de todas las dovelas del puente, siendo este el principal fundamento económico de este proceso constructivo, ya que, de alguna manera, se industrializa la fabricación de las dovelas dentro de la misma obra [1].

La longitud de estas dovelas será considerablemente mayor a las ejecutadas en por otros métodos como el avance en voladizo, ya que, para este caso, se ejecutarán tramos de 10 a 25 metros de longitud, rango que abarca las diferentes limitaciones dadas por diferentes autores [1],[10],[11].

El proceso de construcción de estas dovelas será continuo debido a que, una vez endurecido lo suficiente el hormigón de la dovela fabricada, esta se empuja hacia delante en la dirección longitudinal definitiva del puente por medio de gatos hidráulicos. De esta forma, el parque de fabricación queda libre para ejecutar la siguiente dovela, la cual se construirá a continuación de la dovela previa, utilizando el extremo de esta como molde para la cara frontal del nuevo tramo fabricado. Dentro del proceso completo de ejecución de las dovelas se incluye el tesado del pretensado necesario en cada una de ellas, el cual servirá a su vez como elemento de unión entre los diferentes tramos. Este proceso se repite sucesivamente hasta cubrir toda la longitud del puente.

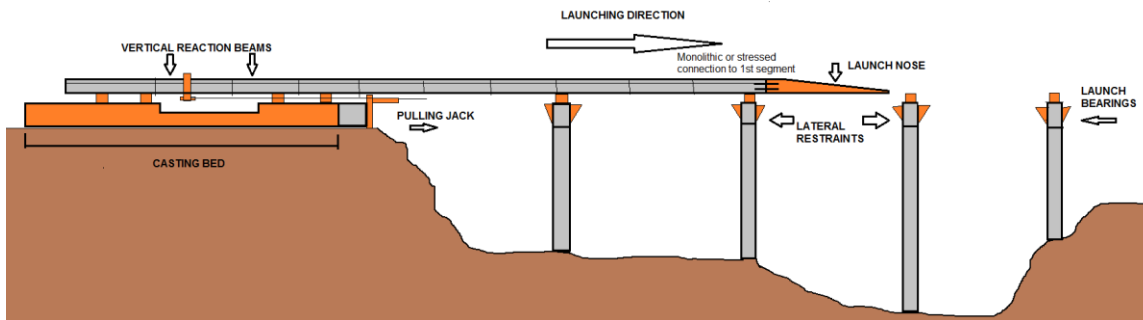


Fig 27. Proceso de construcción de un puente por empuje. Fuente [13]

La viabilidad económica de este procedimiento constructivo se fundamenta en que es necesario ejecutar un puente con un considerable número de vanos iguales, lo cual justifica el empleo de medios auxiliares tan caros como los empleados en el lanzamiento de las dovelas. De lo contrario, aunque sería viable desde el punto de vista estructural, no se amortizaría la inversión realizada, ya que existen métodos más económicos para ejecutar un bajo número de vanos.

En cuanto al rango para los cuales se puede emplear este proceso constructivo, la instrucción de obras de paso de nueva construcción [2] establece que se emplee para la ejecución de puentes con vanos de entre 30 y 60 metros de longitud, aunque otros autores defienden la viabilidad del empleo de este método constructivo para ejecutar vanos de hasta 70 metros [1],[13].

En cuanto al trazado, este tipo de construcciones tan solo permitirán dos tipos de trazados, el recto y el circular, ya que cualquier otro tipo de curva se hace imposible de ejecutar de cara a realizar el encaje del tablero con las pilas [12].

4.1. Etapas del proceso constructivo y definición de los elementos auxiliares

4.1.1

A continuación, se realizará una definición precisa del proceso constructivo, detallando todas las etapas constructivas y los elementos que intervienen en ella [1], [10], [11], [12].

1. Trabajos preliminares

- Construcción de todas las pilas y estribos del puente.
- Montaje del parque de fabricación de dovelas.
- Instalación de los sistemas de avance.

2. Ejecución de los vanos

- Limpieza y colocación de los encofrados exteriores.
- Colocación de la ferralla y montaje de los encofrados interiores de las almas.
- Hormigonado de la losa inferior y de las almas.
- Desencofrado de los encofrados interiores de las almas y colocación de la dovela bajo el carro del encofrado superior.
- Ferrallado de la losa superior.
- Hormigonado de la losa superior.

- Curado y desencofrado.
 - Tesado del pretensado de construcción.
 - Empuje.
3. Trabajos finales.
- Desmonte de la nariz de lanzamiento y sustitución de los apoyos provisionales.
 - Ejecución de los diafragmas.

En primer lugar, se detallarán las tareas preliminares que se deberán ejecutar, describiendo los elementos auxiliares que intervienen en ella.

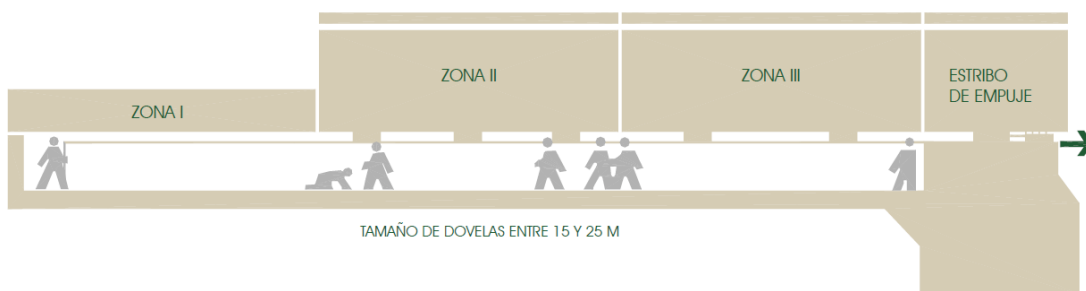
4.1.2 Construcción de todas las pilas y estribos del puente

En primer lugar, se ejecutarán las pilas y estribos sobre los cuales se apoyará el puente. Dado que durante el proceso constructivo las dovelas que se vayan lanzando se irán apoyando en las sucesivas pilas de la estructura, resulta lógico pensar que todos estos elementos deben estar ya ejecutados antes de iniciar las tareas de empuje.

4.1.3 Montaje del parque de fabricación de dovelas.

El parque de fabricación es el lugar donde se fabrican las dovelas previo a su lanzamiento, el cual antiguamente se dividía en varias zonas, cada una de ellas las destinadas a encofrar y hormigonar una de las partes que componían la dovela. Esto se debía a que se quería reducir lo máximo posible la fuerza de empuje que debía ser aportada por los gatos, ya que, al construir la dovela de una sola vez, el elemento era demasiado pesado para según que sistemas hidráulicos.

A continuación, se muestra un esquema de las diferentes zonas en las que este se divide [11].



- Zona 1: Fabricación de la losa inferior y de los tramos inferiores de las almas.
- Zona 2: Fabricación del resto de las almas y se la losa superior.
- Zona 3: Transición entre la zona de fabricación y el estribo de empuje, cuyo objetivo es el de hacer de contrapeso al tramo de viga ya lanzado.

Sin embargo, tal y como ya establece Javier Manterola [1], la construcción de la dovela en dos fases dejó de fabricarse así debido principalmente a la retracción diferencial existente entre ambas zonas, ya que la diferencia de tiempo del hormigonado entre ambas da lugar a una fisuración vertical en la zona superior y en el contacto entre las dos lechadas. Debido a la gran capacidad de la de carga de los gatos hidráulicos empleados actualmente, el problema de requerir una gran fuerza de empuje para ejecutar el avance de las dovelas ya no es un factor limitante.

Con la intención de reducir el coeficiente de rozamiento, se pueden emplear una serie de chapas metálicas colocadas sobre bandas de deslizamiento del encofrado, de forma que, tras engrasar correctamente la superficie de contacto entre las bandas de deslizamiento y la chapa, se conseguirá que la fuerza necesaria para sacar a la dovela del parque de fabricación disminuya.

Por lo tanto, los parques de fabricación utilizados en la actualidad consisten en una zona donde se procesará el hormigonado, y otra donde, tras el hormigonado de la dovela, se desplazará y servirá de molde para la siguiente dovela.



Fig 28. Parque de fabricación de dovelas.

A esta zona se la conocerá como zona de deslizamiento, y se encontrará entre la zona de hormigonado y el estribo. Su objetivo principal será crear un momento estabilizador que contrarreste el momento desestabilizador producido por las dovelas en voladizo y el pico de avance. Es por este motivo, que su longitud dependerá de la distancia que haya entre el estribo y la primera pila, pudiendo de esta manera tener capacidad para albergar varias dovelas.

4.1.4 Instalación de los sistemas de avance.

Existen múltiples posibilidades en cuanto a la forma de empujar las dovelas. Dos métodos predominan sobre las demás y se comentarán en el desarrollo de este apartado.

El primer método consiste en emplear gatos hidráulicos de pretensado, anclados a los estribos o a las pilas rígidas, desde las cuales se tira del dintel. Esta forma de ejecutar el lanzamiento se la conoce como arrastre mediante cordones, y tiene como ventaja principal que el empuje no depende de la reacción vertical que se produce en las pilas; esto facilitará el arranque y finalización de las operaciones de empuje. Además, se trata de un procedimiento más barato que el siguiente.

El principal inconveniente de este método es que es imposible dar marcha atrás, es decir, en ningún caso se podrá hacer retroceder las dovelas ya lanzadas, lo cual puede ser necesario en ciertas situaciones durante el proceso de colocación.

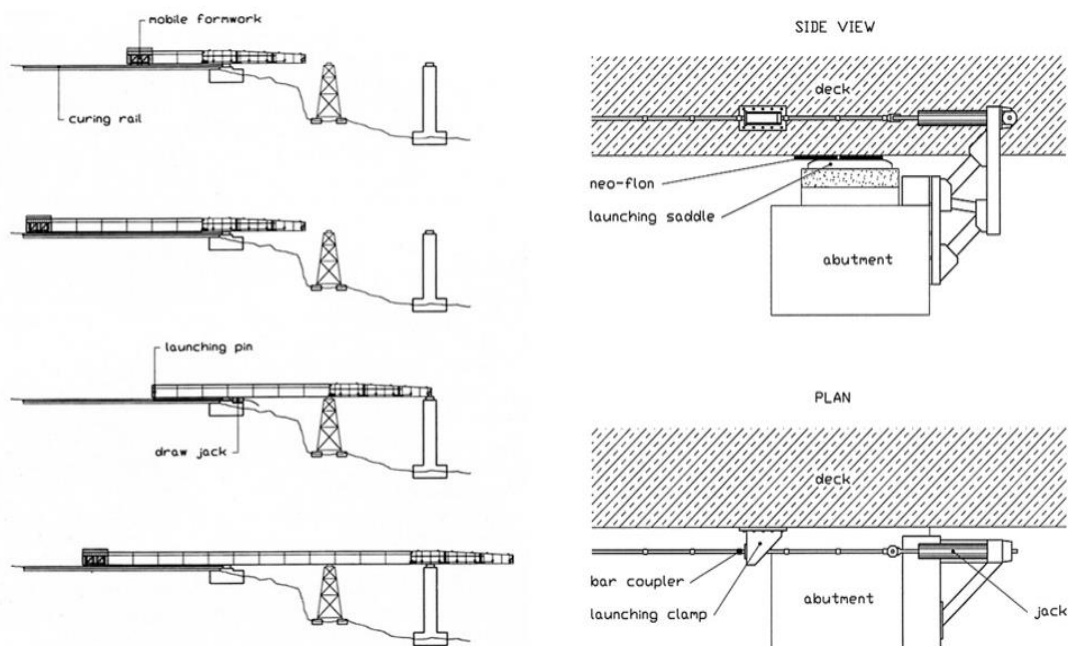


Fig 29. Avance por gatos hidráulicos de pretensado. Fuente [10]

El segundo método de lanzamiento se conoce como empuje dorsal mediante gatos, en el cual, se empleará el uso de gatos verticales y horizontales que se situarán en la parte superior del propio estribo. Se emplearán apoyos deslizantes en este tipo de empuje además de los gatos anteriormente mencionados.

La parte superior del gato vertical entra en contacto con la parte inferior del dintel, en ella se coloca una chapa rugosa en la que se ha acentuado el coeficiente de rozamiento, y en la parte inferior una placa deslizante de acero inoxidable y teflón.

En el primer momento el dintel se encuentra en reposo sobre el apoyo provisional. Al actuar el gato vertical, el dintel se despega del apoyo, activándose entonces el gato horizontal que empuja al conjunto del gato vertical más el dintel. Una vez se ha producido el descenso del gato vertical el dintel vuelve a estar apoyado sobre el apoyo provisional, por lo que el gato vertical puede ser recuperado. En cada fase de empuje se suele avanzar entre 15 25 cm según el peso de la dovela, lo cual se traduce en que una dovela de 15 metros podrá lanzarse en unas 2-3 horas [1].

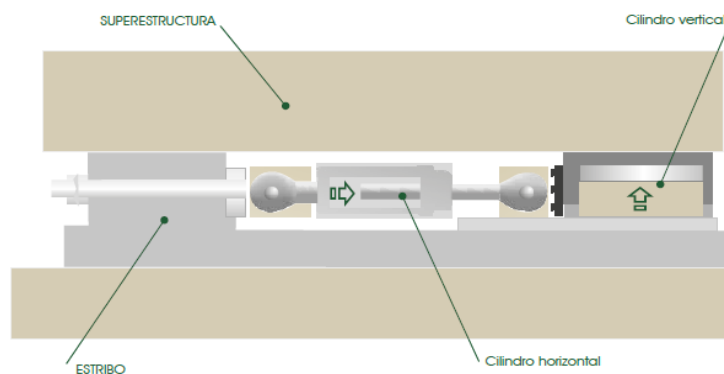


Fig 30. Sistema de empuje dorsal mediante gatos. Fuente [11]

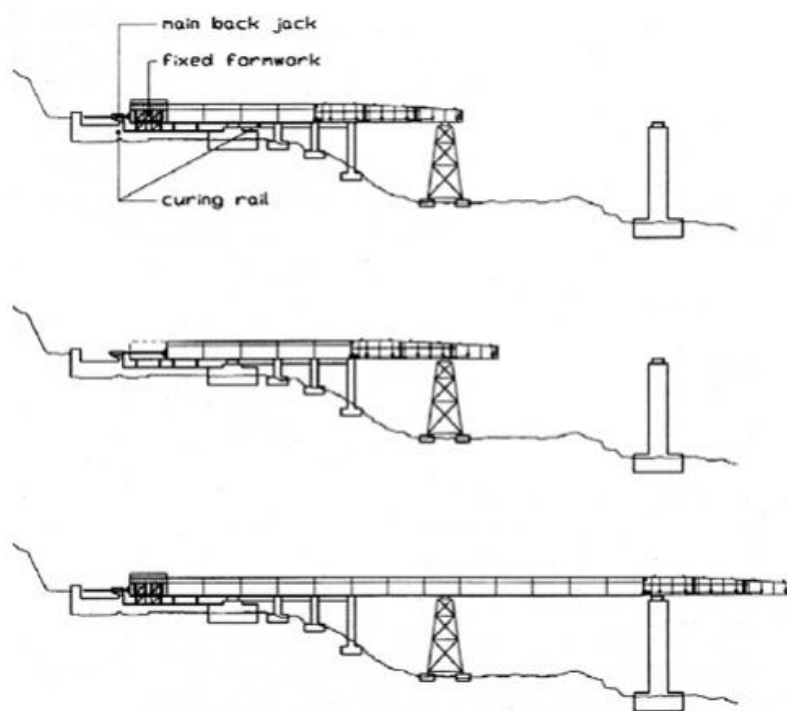


Fig 31. Esquema avance por empuje dorsal. Fuente [10]

Durante esta etapa también se dispondrán los diferentes sistemas de apoyos que serán necesarios durante el proceso de empuje.

4.1.4.1 Apoyos deslizantes

Para permitir el deslizamiento de las dovelas por todos los puntos donde es necesario apoyarlas, será necesaria la colocación de apoyos deslizantes. Estos pueden ser tanto provisionales como definitivos, siendo los primeros de estos todos aquellos que sitúen en zonas como el parque de fabricación o en apoyos auxiliares, mientras que en zonas como en las pilas, estos apoyos podrán dejarse como definitivos, siempre que se añada un segundo nivel deslizante. Aun así, los apoyos sobre las pilas suelen ser también provisionales durante el lanzamiento, debido a que, tras la finalización del proceso constructivo, será necesarios restringir un mayor número de grados de libertad de la estructura en estos puntos.

Estos apoyos provisionales se montan sobre un bloque de hormigón de 15-35 cm de espesor, sobre el se dispone una chapa de acero inoxidable pulida y plana, sobre la que se colocarán almohadillas de neopreno-teflón que entrarán en contacto con la cara inferior de la viga. Las almohadillas se suelen lubricar con silicona, bajando su rozamiento con la placa de acero hasta el 1-2%. Estos apoyos son capaces de soportar hasta los 20 MPa [13].

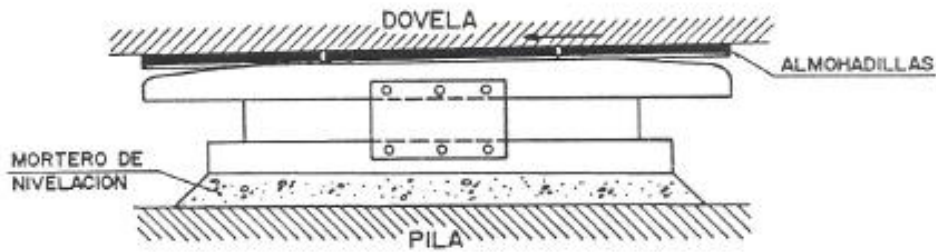


Fig 32. apoyo deslizante. Fuente [10]

4.1.5 Ejecución de los vanos

Tal y como se ha venido comentando en los apartados anteriores, la construcción de las dovelas se realizará en el parque de fabricación, donde, tras el hormigonado y tesado de la primera dovela, esta avanzará hacia delante hasta la zona de deslizamiento, dejando libre la planta de fabricación para que se pueda ejecutar la dovela contigua.

Son las acciones necesarias para ejecutar estas dovelas correctamente las que se comentarán en este apartado.

En primer lugar, se deberá limpiar correctamente el encofrado una vez se ha utilizado, de esta forma, se evita la aparición de imperfecciones en la nueva dovela ejecutada debido a restos de anteriores hormigonados que hayan podido quedar sobre el encofrado.

Una vez hecho esto, se procederá al montaje del encofrado exterior completo, seguido de la colocación de la ferralla de la losa inferior y de las almas. Previamente al hormigonado, se dispondrá también el encofrado interior de las almas.



Fig 33. Ecofrado de las almas y colocación de la ferralla

Una vez introducidas y fijadas las vainas de pretensado, se procederá a ejecutar primero la losa inferior de una sola vez, mientras que las almas se ejecutarán por tongadas sucesivas de, como máximo, 0.5 metros de espesor [10].

Tras haber ejecutado esta fase, se retirará el encofrado interior de las almas y se encofrará la zona central de la losa superior. Esto suele hacerse con un carro que soporta el encofrado suspendido para evitar tener que colocar elementos auxiliares de soporte sobre la losa inferior recién hormigonada, aunque a veces esto sí es viable ejecutarlo.

De forma análoga a lo realizado para la losa inferior, se colocará la ferralla, se fijarán las vainas de pretensado y se procederá a hormigonar la losa superior.



Fig 34. Ejecución del tablero superior

Una vez completada la fase de hormigonado, se procederá a realizar el curado del mismo, proceso que evitará la fisuración de hormigón debido al calor desprendido durante el proceso de fraguado.

Una vez completados todos estos procesos se procederán a tesar la mitad de los tendones superiores e inferiores que pasen por esa dovela, ya que el la otra mitad de los tendones se tesarán al ejecutarse la siguiente dovela, haciendo que estos pasen por el nuevo tramo uniendo así ambas dovelas.



Fig 35. Tesado de la mitad de los tendones

Cabe destacar que la unión por tesado de las dovelas puede ejecutarse de esta forma, o bien tesando todos los cordones de cada dovela en su fase de construcción y unir ambos tramos de viga por medio de cables de continuidad [11].

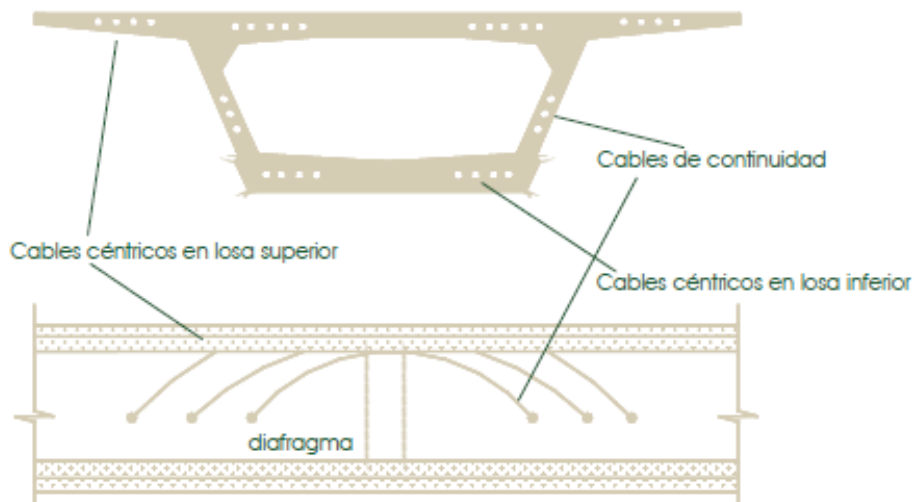


Fig 36. Esquema del pretensado de puentes construidos por empuje. Fuente [11]

Una vez ejecutada la primera dovela, esta avanza hacia la zona de deslizamiento gracias a los sistemas hidráulicos de empuje anteriormente descritos. Este proceso de avance sucesivo se prolongará hasta la llegada del primer tramo ejecutado al estribo opuesto de la estructura.

4.1.6 Empuje. Problemas derivados de su ejecución y soluciones.

Debido al proceso de empuje, y en general, a las características del proceso constructivo, aparecerán una serie de problemáticas, que se comentarán a continuación, y se describirán los elementos auxiliares necesarios para solventar estos problemas.

4.1.6.1 Ley de momentos flectores cambiantes. Nariz de lanzamiento o pico de avance.

Debido a que el lanzamiento de las dovelas se trata de un proceso evolutivo, una misma sección del puente se encontrará en posiciones radicalmente distintas a lo largo del proceso constructivo, llevando esto a que en un mismo punto pueda llegar a estar solicitado por elevados valores de momentos flectores negativos y positivos. Esto hará por lo pronto que la viga deba disponer de un pretensado inferior y otro superior para resistir los momentos positivos y negativos respectivamente.

La ley de momentos alcanzará valores extremadamente altos en los instantes previos a la llegada de la viga al apoyo sobre la pila, momento en el que prácticamente todo el vano entero está en voladizo. El momento máximo alcanzado llega a valores de $pl^2/2$, donde p es la carga de peso propio de la estructura [1].

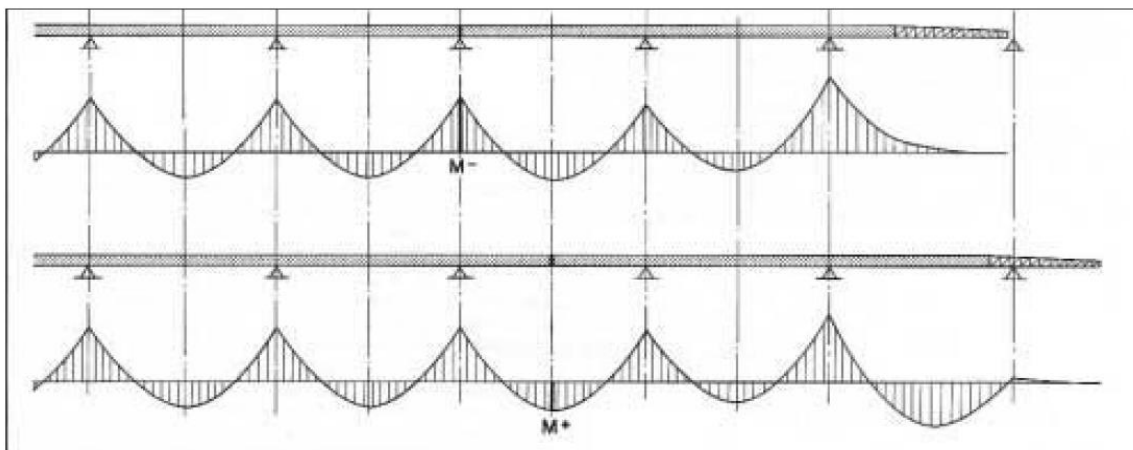


Fig 37. Evolución de la ley de momentos flectores durante el proceso de empuje. Fuente [14]

Esto hace que el dimensionamiento de una viga que sea capaz de soportar estos esfuerzos, así como la cantidad de pretensado necesaria, sea completamente inviable desde el punto de vista económico. Por esta razón se emplearán una serie de procedimientos alternativos que tienen como objetivo la reducción de estos momentos flectores.

1. Atirantamiento provisional

Se trata de disponer una torre metálica sobre los vanos lanzados durante el proceso de empuje, desde la cual se realizará un atirantamiento de carga variable.

El funcionamiento de este método consiste en colocar cables que vayan desde la base de la torre, pasando por la parte más alta de esta, hasta el extremo del voladizo, disponiéndose a su vez un grupo de cables simétrico a este. En la base de la torre o mástil se instalan unos gatos verticales, los cuales son capaces de tensar los cables con mayor o menor fuerza según requiera la posición del voladizo. La torre posee una altura del 40% de la longitud del vano más largo [12].

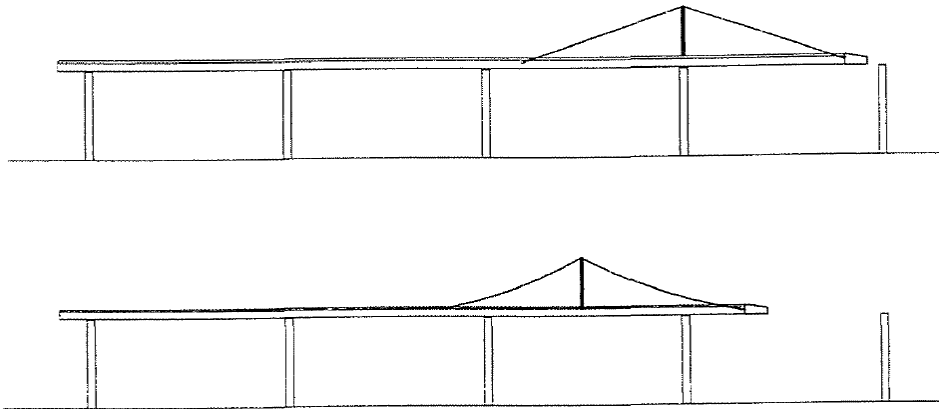


Fig 38. Esquema atirantamiento provisional. Fuente [1]

Este procedimiento requerirá de una exhaustiva comprobación de los elementos que en él intervienen, especialmente de los gatos verticales, cuya calibración y fuerza debe ser la correcta en todas las fases.

Además de estos elementos, el atirantamiento provisional requerirá de una pequeña estructura metálica llamada pico, que se colocará en el extremo del dintel para acoplar correctamente la viga una vez llega a la pila.

El atirantamiento requerirá un parque de fabricación más grande que otras alternativas, ya que, al colocar la totalidad de la viga en voladizo antes de llegar a la primera pila, se necesitará un contrapeso mayor.

Por último, mencionar que, al emplear este método, las reacciones verticales en las pilas durante el proceso de lanzamiento aumentan considerablemente, lo cual es de gran relevancia, ya que exigirá la colocación de apoyos provisionales de mayor tamaño. Así mismo, las cargas horizontales que aparecerán en la cabeza de las pilas también serán bastante mayores en comparación con las aparecidas en el método de lanzamiento que se verá a continuación [1].

2. Nariz de lanzamiento o pico de empuje.

Ese método consiste en la colocación de una estructura metálica de gran longitud en el extremo del vano empujado, con la intención de que, al colocar este elemento frente al dintel, se reduzca el tiempo de llegada a la pila. Esto no solo reducirá la ley de momentos que aparecerá en la viga de hormigón al reducir el peso propio de la estructura cuando se encuentra en voladizo, sino que facilitará la colocación de la viga sobre la pila, tal y como ocurría con el pico empleado en el atirantamiento.

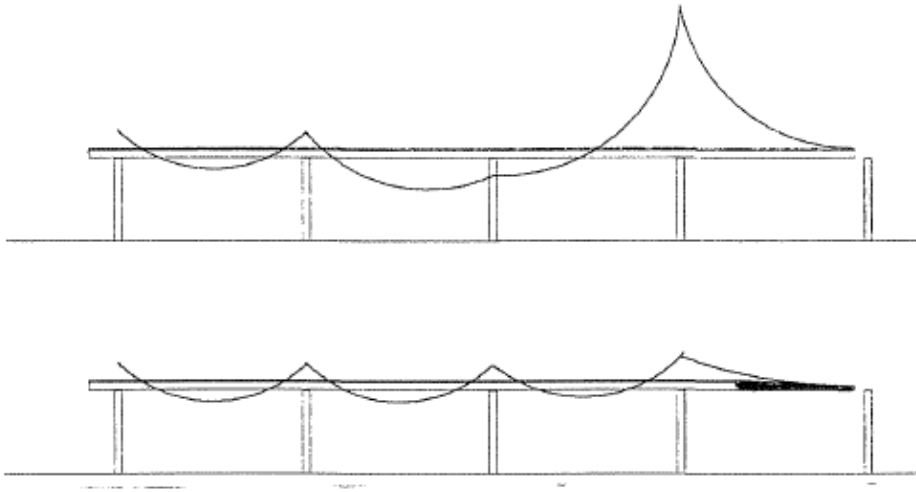


Fig 39. Esquema lanzamiento incremental. Fuente [1]

Se observa en el diagrama anterior, como los momentos negativos sobre la pila que se encuentra tras el voladizo, se reducen drásticamente debido a la disminución del peso del tramo. Esto ocurre gracias a que la nariz de lanzamiento reduce el tramo del puente en voladizo entorno a un 50%. Estos cambios se traducen en que los momentos máximos que aparecerán en la estructura serán del orden de $pl^2/12$, seis veces menores a los que se obtendrían sin la utilización del pico de avance [1].

La nariz de lanzamiento consiste en una estructura metálica formada por dos vigas de canto variable que se unirán por medio de una celosía interior. El montaje se realizará por medio de la unión por tornillos de dos o tres módulos directamente en la obra.



Fig 40. Nariz de lanzamiento

Esta estructura irá disminuyendo su canto según se aleja del dintel, donde se anclará la parte de mayor canto, el cual deberá tener aproximadamente la dimensión del canto de la viga de hormigón. Esto se realiza así para reducir aún más el peso propio de la estructura en la zona de máximo voladizo.

Para asegurar la unión de la nariz con el resto de la viga de hormigón, se dispone de un sistema de cables pretensados que se tesarán desde la viga del puente a través de unos salientes de hormigón provisionales ejecutados en el extremo del dintel. Su función es exclusivamente la adhesión de la nariz de lanzamiento. La correcta ejecución de estas uniones es de especial importancia, ya que deberán soportar momentos flectores tanto positivos como negativos, así como las acciones del cortante.

A continuación, se observan unos detalles constructivos de este anclaje, obtenidos de la bibliografía de Marco Rosignoli [10].

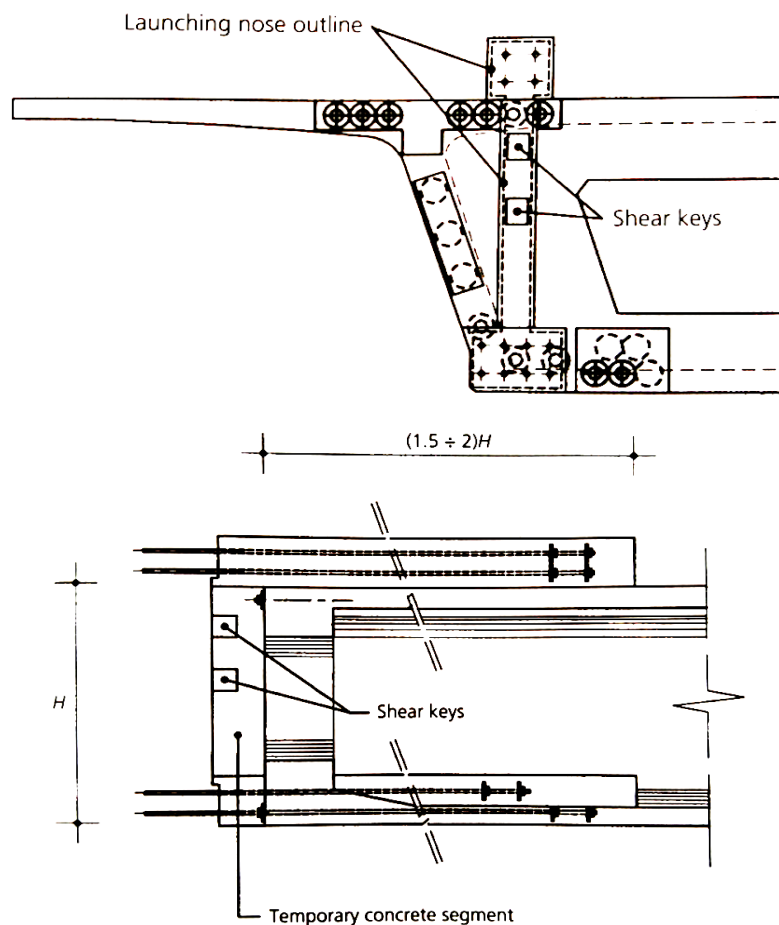


Fig 41. Anclaje al dintel de la nariz de lanzamiento. Fuente [10]

La longitud de la nariz de lanzamiento es algo difícil de calcular, ya que requiere una serie de comprobaciones “in situ” que normalmente no es posible obtener. Aun así, la experiencia empírica ha llegado a la conclusión de que el rango óptimo se encuentra entre el 50-65% de la longitud del vano más largo, siendo el más utilizado, el valor del 60%, tal y como establecen en sus libros autores como Javier Manterola [1], Marco Rosignoli [10], manuales comerciales como el catálogo de Maxpresa [11], o diferentes artículos de investigación [15], [16].

Este rango se establece en función de establecer una relación coste-beneficio a la fabricación de la nariz de lanzamiento. Al reducir la longitud de esta, su precio se reduce, aunque la ley de momentos flectores aumentará y esto hará necesario un mayor número de cordones. Por el contrario, una longitud excesiva de la nariz provocará que los costes de esta se disparen, haciendo que no sea viable económicamente puesto que no se obtendrá un ahorro tan significativo por la reducción de la ley de momentos.

Este método constructivo es considerablemente más caro que el atirantamiento anteriormente descrito, aunque,

por el contrario, posee la ventaja de que no requiere un control tan exhaustivo y constante de los mecanismos que en él intervienen.

Debido a los estudios económicos y de resistencia, se considera que, para la ejecución de puentes empujados con numerosos vanos de luces medianas, es más rentable y conveniente la utilización de una nariz de lanzamiento. Por el contrario, para puentes con vanos de mayor longitud y con un menor número de ellos, resulta más beneficioso la utilización de torres con atirantamiento provisional [1], [10].

4.1.6.2 Paso de la nariz de lanzamiento sobre las pilas. Corrección de la flecha.

Para ejecutar correctamente que el proceso constructivo descrito es de vital importancia asegurar la correcta llegada de la punta de la nariz de lanzamiento a las pilas. Esto es debido a que al encontrarse en voladizo la totalidad de este elemento, la flecha producida en el extremo de la nariz originará que su posición vertical al llegar a la pila no sea la adecuada para poder apoyarse sobre las almohadillas de los apoyos provisionales. Es por lo que, para corregir esta deformación, se utilizará un gato hidráulico vertical para levantar el pico cuando éste llegue al borde de la pila.

En esta situación, pueden aparecer dos casos diferentes. El primero De estos consiste en que la flecha del pico origine el choque de este contra el apoyo, Lo cual se solventará haciendo que el gato vertical se apoye sobre el mismo apoyo, levantando así la nariz de lanzamiento sobre la cota de este.

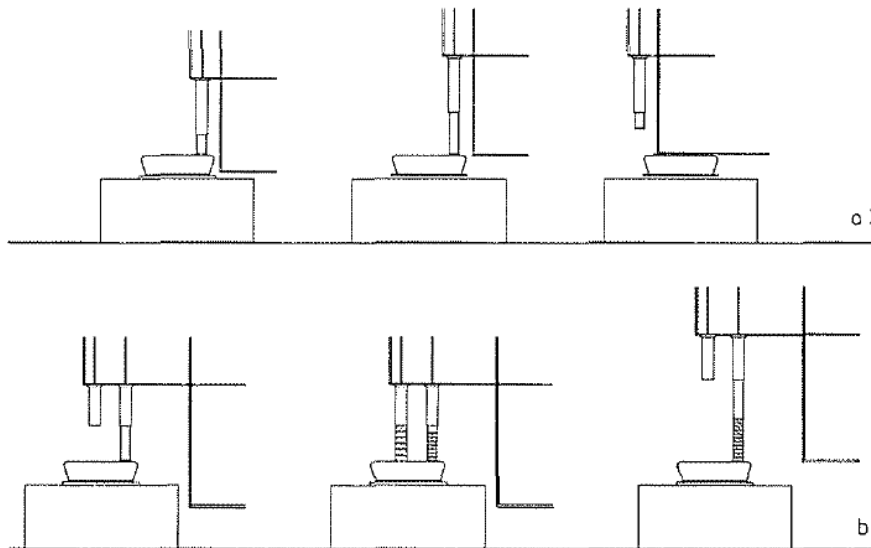


Fig 42. Choque del extremo de la nariz de lanzamiento con el apoyo. Fuente [1]

La otra situación que puede darse es que la deformación vertical que traiga el pico sea mayor que el máximo recorrido que puede hacer el gato, haciendo que no sea posible la colocación sobre el apoyo provisional. Para estos casos se dispondrá de un elemento delantero que calce el pico contra el apoyo, mientras que el gato vertical se recupera y pueda realizar un nuevo levantamiento hasta que el pico pase por encima del apoyo.

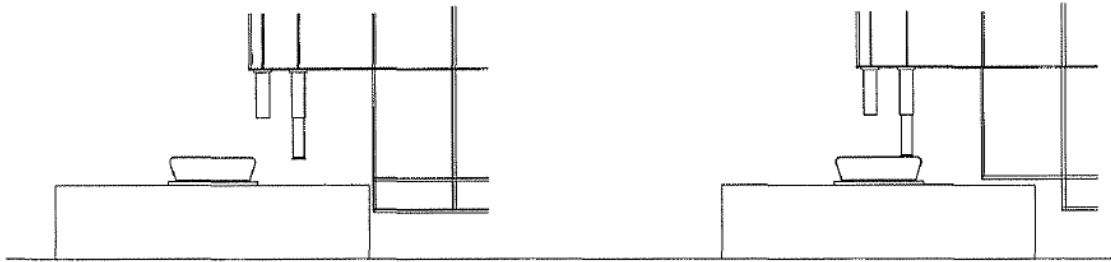


Fig 43. Choque del extremo de la nariz de lanzamiento con la pila. Fuente [1]

4.1.6.3 Control topográfico. Deformación de las pilas.

Como en la mayoría de los procesos constructivos empleados para la ejecución de puentes, el planteamiento topográfico es primordial, y su revisión constante durante el proceso de construcción debería ser una de las tareas fundamentales a tener en cuenta.

Para este proceso constructivo existen dos comprobaciones de vital importancia que han de tenerse en cuenta. La primera de ellas consiste en el control del trazado del eje longitudinal de la estructura en planta, con la intención de corregir los posibles desplazamientos horizontales indeseados que puedan aparecer durante la ejecución del puente. Este proceso se complica enormemente durante la construcción de puentes curvos, ya que las mediciones deben estar referenciadas a los puntos fijos materializados en las dovelas.

Por otro lado, se deberá tener en cuenta la deformación horizontal en la coronación de las pilas, la cual deberá referenciarse topográficamente con bastante precisión, debido a que este es uno de los problemas que aparecen en las pilas derivados del proceso de empuje.

Este problema tiene su origen en el correcto dimensionamiento de los apoyos deslizantes, que deberán tener las medidas y características necesarias para soportar los esfuerzos en la pila derivados del proceso de empuje. Si los apoyos están mal dimensionados, la viga y nariz no deslizarán correctamente sobre ellos, haciendo que aumente la carga vertical y, por tanto, la fuerza de empuje necesaria, originando se pueda producir el arrastramiento de la cabeza de la pila cuando la viga siga avanzado.

Para puentes con muchas pilas, el control topográfico de los desplazamientos en la coronación de éstas representa una carga de trabajo demasiado grande, por lo que se utilizarán otros métodos de medición y control, como el empleo de clinómetros. Estos medirán el giro de la coronación de una forma eficaz y relativamente sencilla.

4.1.7 Trabajos finales.

Tras completarse el proceso de empuje de todos los vanos del puente, se procederá al desmantelamiento de la nariz de lanzamiento en una zona preparada para ello tras el estribo opuesto al que se encuentra el parque de fabricación de las dovelas. Seguidamente se desmontará el parque de fabricación.

Una vez retirada la nariz y sus elementos de fijación al dintel, se sustituirán los apoyos provisionales por los definitivos, los cuales restringirán los desplazamientos longitudinales, transversales y verticales del puente en uno de los estribos, mientras que en el resto de los apoyos tan sólo se restringirán los desplazamientos transversales y verticales [11].

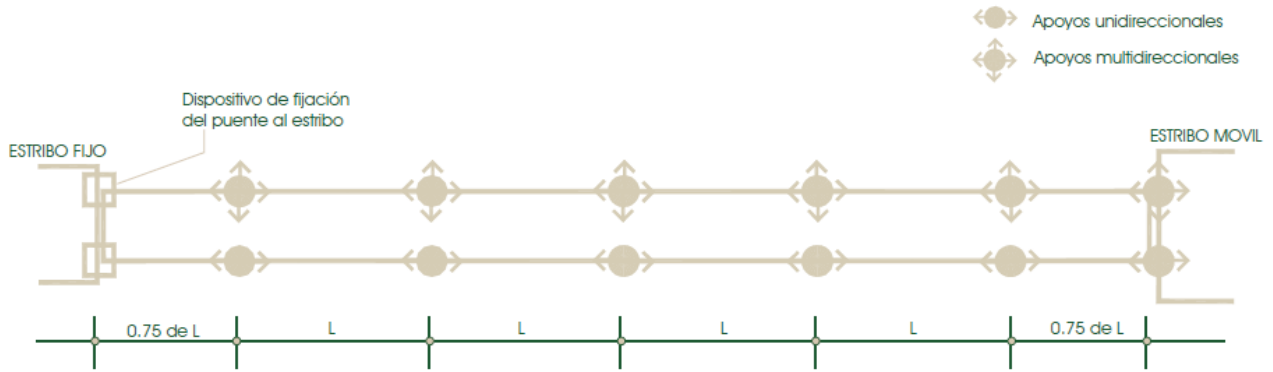


Fig 44. Esquema de los apoyos definitivos. Fuente [11]

Tras la instalación de los apoyos definitivos, se ejecutarán los diafragmas sobre las pilas, destinados a soportar los grandes esfuerzos cortantes y torsores que aparecerán en las zonas de mayor momento negativo. Una vez ejecutados estos, se procederá al cierre de los estribos por los mismos motivos resistentes, habiendo entonces completado el proceso constructivo.

CAPÍTULO 2: DISEÑO DE LOS MODELOS DE CÁLCULO

5. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se desarrollará el dimensionamiento de tres puentes de similares características en lo que a la tipología y luces de vanos se refiere, con la diferencia primordial de que cada uno de ellos se construirá por medio de uno de los tres procesos constructivos diferentes mencionados en el anterior capítulo.

El objetivo de esto será observar las diferencias entre los tres procesos, tanto a nivel resistente de los elementos estructurales definidos para el estudio, como de la cuantificación de las armaduras y materiales empleadas a consecuencia de las diferentes solicitaciones a las que se verá sometido el puente en cada caso.

Para realizar este estudio comparativo, los modelos de cálculo se crearán en el programa informático MIDAS CIVIL, un software utilizado en la ingeniería de puentes y el cual se utiliza para modelizar, diseñar y realizar un análisis avanzado de estas estructuras.

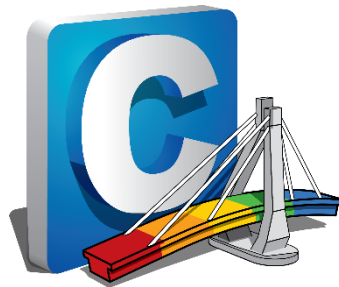


Fig 45, Logo Midas Civil

6 Datos generales del proyecto

6.1. Tipología estructural.

La estructura que será objeto de estudio será un puente constituido por una única viga cajón de canto constante construida in-situ de hormigón postensado, la cual soportará el tablero del puente.

6.2. Definición geométrica.

El puente será de cuatro vanos, dos centrales de 70 metros de longitud y dos laterales de 50 metros. En el punto de unión de cada vano se encontrará una pila, haciendo esto por tanto un total de tres pilas, que, junto a los estribos situados en los extremos del puente, definirán los apoyos que tendrá la viga.

El puente se eleva 30 metros de altura sobre el nivel del terreno, por lo que las pilas tendrán también esa altura.

El trazado del puente será lineal y recto, por lo que su planta no presentará curvatura.

A continuación, se mostrará un esquema general de la estructura.

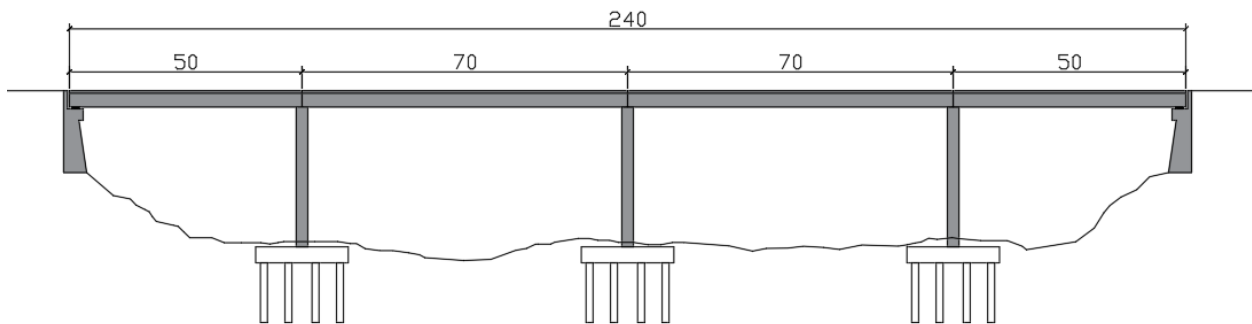


Fig 46. Plano alzado puente

En cuanto a la sección transversal del tablero, se ha supuesto un ancho de 13,5 metros. En esta longitud se encontrarán tres carriles de 3,5 metros de ancho, un arcén de 1 metro a cada lado de la calzada y dos zonas en los extremos de 0,5 metros cada una, destinadas a la colocación de los sistemas de drenajes longitudinales de la estructura y a la colocación de las barreras de seguridad.

Se estima que la capa de pavimento, compuesta por una mezcla bituminosa en caliente, tendrá 10 cm de espesor.

6.3. Materiales.

A continuación, se definirán los materiales que se ha decidido utilizar para los diferentes elementos del viaducto.

El material principal del que se compone la estructura será de un hormigón pretensado HP-45 para la viga cajón y de un acero de pretensar Y1860 S7 para la armadura activa. Estos materiales se han considerado como apropiados ya que son muy comunes en este tipo de construcciones.

Las propiedades de estos materiales que se introducirán en el modelo creado en MIDAS CIVIL serán las que siguen.

Hormigón HP-45		Acero Y1860s7	
fck (MPa)	45	f _{pmax} (Mpa)	1860
fctm (Mpa)	3.8	f _{yp} (Mpa)	1395
ν	0.2	ν	0.3
γ (kN/m ³)	25	γ (kN/m ³)	78.5

Tabla 1. propiedades de los materiales

6.4. Predimensionamiento de la sección del tablero

Para realizar el dimensionamiento de la sección en cajón se utilizarán las hipótesis de predimensionamiento que se establecen en el capítulo 5 del libro de Javier Manterola [1], del cual se tomarán los diferentes valores orientativos que se pueden tomar como espesores de las almas y las alas del cajón, canto total de la sección, longitud de las alas y ancho de la losa inferior.

En primer lugar, se estimará el valor del canto de la sección en función de la longitud del vano más largo. Este valor se obtiene a partir de la siguiente relación, utilizada obtener el canto de las secciones en el apoyo para el caso de puentes de canto variable y para la totalidad del vano en el caso de que este sea de canto constante.

$$\frac{c}{l} \approx \frac{1}{20}$$

Dado que el vano más largo mide 70 metros de largo, se obtiene un canto del canto de $c=3.5$ metros.

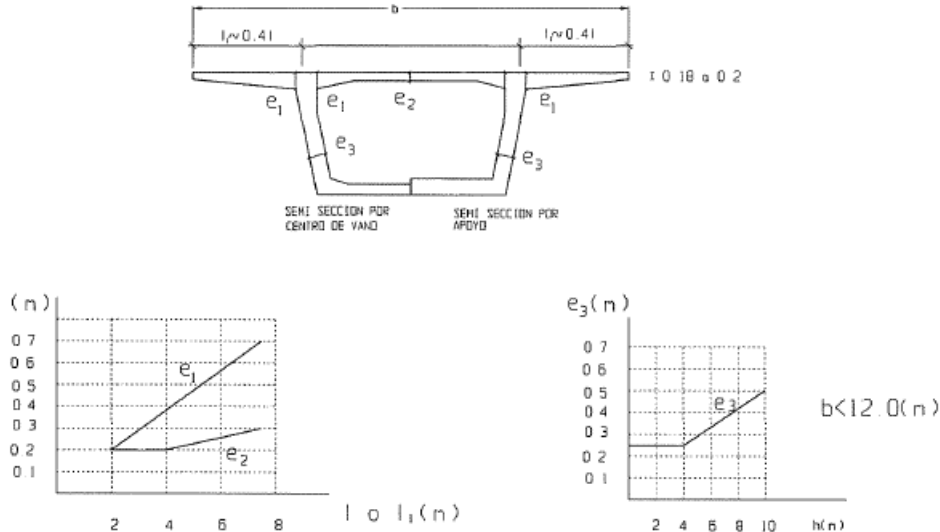


Fig 47. Predimensionamiento sección en cajón. Fuente [1]

En primer lugar, se obtiene el valor de e_3 del gráfico de abajo a la derecha, el cual aporta un espesor para las almas de la viga en función del canto de esta. Siguiendo este gráfico, se obtiene un espesor para el alma de 25 cm. Sin embargo, a priori este valor parece demasiado pequeño en el caso de tener que alojar vainas de pretensado de mayores dimensiones, por lo que, por estar del lado de la seguridad y cubrir así la posibilidad de que sean necesario colocarse dos columnas de tendones, se ha optado por tomar un espesor de 50 cm para las almas.

A continuación, se calculará el ancho de la losa inferior de la viga a partir de la siguiente relación.

$$h * A = k * b * L^2$$

Donde k tiene un valor de 10^{-4} a $1.5 * 10^{-4}$ dependiendo de la calidad del hormigón, tomando un valor intermedio para este coeficiente de $1.25 * 10^{-4}$. Se obtiene así el valor del área transversal de la losa inferior.

$$A = \frac{1.25 * 10^{-4} * 13.5 * 70^2}{3.5} = 1.89 \text{ m}^2$$

Assumiendo que el valor mínimo de espesor de la losa inferior es el mismo e_3 del espesor del alma, se obtiene el ancho de la losa.

$$l = \frac{A}{e_3} = 6.3 \text{ m}$$

Introduciendo el valor de l en el gráfico inferior izquierdo, se obtiene el valor de $e_1=0.7 \text{ m}$ y $e_2=0.28 \text{ m}$.

También se estimará la longitud del voladizo del ala como un 40% del ancho de la losa inferior.

$$l_1 = 0.4 * l = 2.52 \text{ m}$$

Por último, se establecen que las cuñas de transición no deberán superar el metro de distancia transversal, así como un espesor de 28 cm para las alas de la viga.

Con estas dimensiones se diseña la viga cajón para el vano, sin embargo, para la sección de los apoyos se definen secciones de iguales dimensiones exteriores, pero macizas en su interior, a excepción de un aligeramiento rectangular de 2.3 metros de alto por 2 metros de ancho. Este hueco rectangular debería ser suficiente para que puedan pasar operarios y equipamiento como gatos hidráulicos para aplicar la fuerza de pretensado a los tendones durante la construcción del puente.

A continuación, se muestra un plano acotado de las secciones dimensionadas en este apartado.

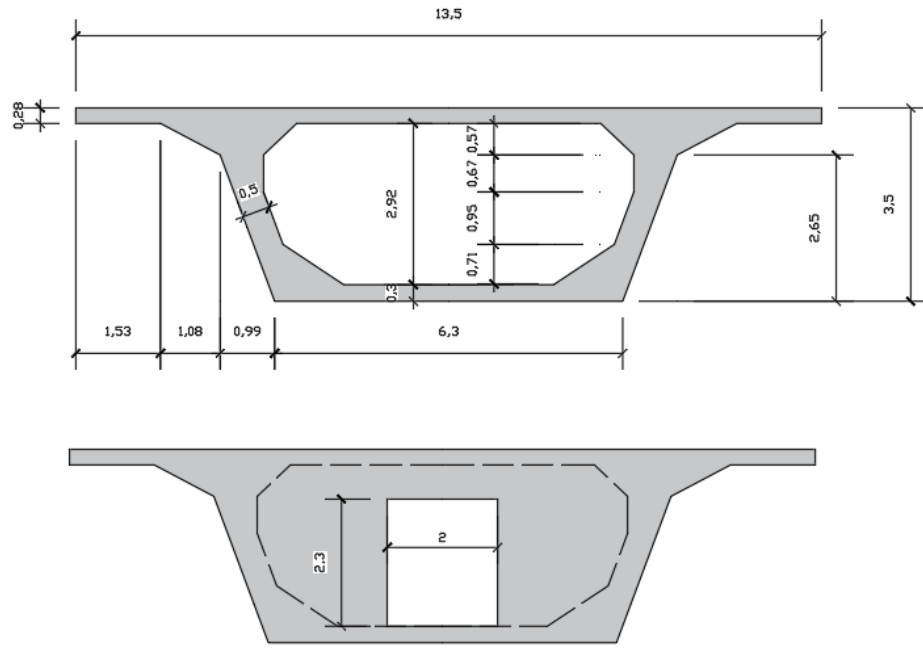


Fig 48. Plano sección cajón

7 DEFINICIÓN DE LAS CARGAS ACUANTES EN EL PROYECTO

El viaducto diseñado se verá sometido a una serie de acciones que afectarán a su comportamiento y, por tanto, a la cantidad de armadura activa que será necesaria para resistir dichos esfuerzos.

Estas acciones serán producidas tanto por factores exógenos como endógenos, aunque para los modelos que se crearán para este estudio, no se tendrán en cuenta acciones de origen natural como pueden ser las de viento. De igual manera, estas cargas se diferenciarán en acciones permanentes y variables, tal y como establece la normativa IAP-11 [3].

7.1. Acciones permanentes (Static loads).

7.1.1 Peso propio.

El peso de los materiales que componen la estructura diseñada será la acción más relevante dentro del compendio de cargas que actúan sobre la estructura. En los modelos de MIDAS CIVIL, esta se introduce como una carga estática, ya que depende directamente de las propiedades de los materiales utilizados en el modelo.

7.1.2 Carga muerta.

Esta carga será originada por el peso de las barreras colocadas en los extremos de la sección transversal y por el peso del pavimento.

En primer lugar, se establece una carga por unidad de longitud de 2 kN/m por cada barrera, las cuales se sitúan en los extremos de las alas de la viga.

Dado que en el modelo creado en MIDAS el eje de la viga pasa por el centro de la parte superior de esta, se modelará de forma que no sea necesario definir nuevos nodos sobre la estructura ya creada. Esto se consigue aplicando los principios de la resistencia de materiales, sabiendo que esta carga en los extremos originará un momento torsor en el eje de la viga proporcional al peso de las barreras y de la distancia del eje al punto de aplicación. De esta forma se obtiene un momento torsor por unidad de longitud de la siguiente magnitud.

$$M_{barreras} = 2 * \frac{11.2}{2} = 11.2 \frac{kN * m}{m}$$

Sin embargo, al haber barreras en ambos lados del tablero, el momento torsor resultante es nulo.

En segundo lugar, se conoce el dato de que el pavimento tiene en su conjunto un peso específico de 23 kN/m³ con una capa de 10 cm de espesor. El pavimento se extenderá a lo largo de la sección transversal sin contar el espacio ocupado por las barreras, es decir, 12.5 metros.

Conocidos estos valores, se podrá calcular fácilmente la carga por unidad de longitud que se introducirá en MIDAS como una carga lineal uniformemente distribuida a lo largo del eje del viaducto.

$$q_{pavimento} = 23 * 0.1 * 12.5 = 28.75 \frac{kN}{m}$$

A continuación, se muestra un esquema de las cargas introducidas como cargas estáticas en *MIDAS*.

Carga	Tipo de carga	Valor [uds]	Color
Carga pavimento	Lineal uniformemente distribuida	28.75 [kN/m]	Red
Cargas barreras	Lineal uniformemente distribuida	2 [kN/m]	Green

Tabla 2. Cargas del modelo

7.2. Acciones variables.

7.2.3. Cargas de tráfico (Moving loads)

Se clasifican como acciones variables la sobrecarga de uso debida a la acción del tráfico sobre la estructura, estas cargas se modelizarán de forma distinta en *MIDAS*, ya que el software posee un módulo propio para crear estas cargas tal y como establece la normativa sobre puentes de carretera IAP-11.

En esta normativa establece que la parte de la plataforma del tablero destinada al tráfico rodado se dividirá en n_l carriles virtuales de w_l anchura cada uno más un área remanente según indica la tabla 4.1-a de la norma, en función de la anchura de la plataforma.

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n_l)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w_l)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6$ m	$n_l = \text{ent}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3n_l$

Tabla 3. Carriles virtuales IAP-11 [3]

Sabiendo que la plataforma de este puente será de 12.5 metros de ancho, siguiendo las directrices mostradas en la tabla anterior, se obtendrá la distribución más apropiada para simular las cargas de tráfico en los modelos creados.

$$\text{Números de carriles virtuales: } n_l = \text{ent}\left(\frac{w}{3}\right) = 4$$

$$\text{Ancho de cada carril: } w_e = 3 \text{ m}$$

$$\text{Ancho del área remanente: } w_{Arem} = w - 3 * n_l = 0.5$$

Quedando por tanto distribuidos según el siguiente esquema.

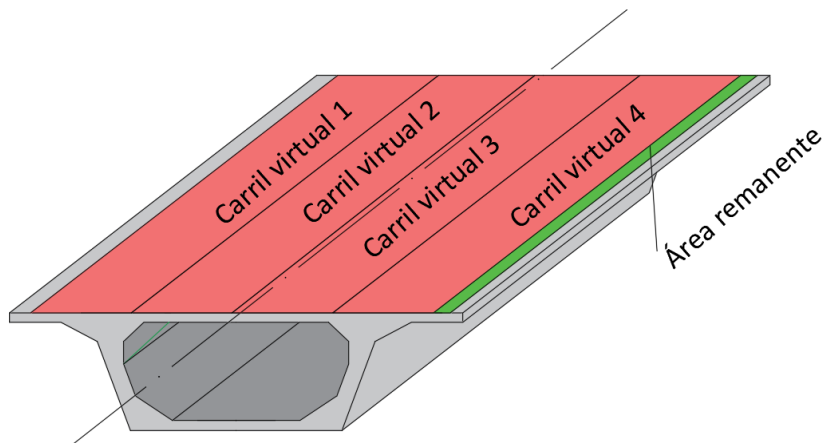


Fig 49. Cargas de tráfico

A continuación, se definen las cargas de tráfico según indica la tabla 4.1-b de la IAP-11 [3] y se establecen los diferentes casos de carga móvil, disponiendo en uno de estos casos que se aplique el factor ψ para cargas puntuales o repartidas, y el segundo caso que no se tenga en cuenta este factor.

La relevancia de este factor será fundamental para las combinaciones de carga que se describirán a continuación.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

Tabla 4 . Cargas de tráfico. Fuente [3]

7.3. Combinaciones de acciones.

A continuación, se mostrarán las combinaciones de las cargas que se han utilizado en los modelos de MIDAS CIVIL.

Es importante destacar que, se definirán únicamente las combinaciones de carga correspondientes a los estados límites de servicio, ya que en este trabajo se estudiará principalmente la diferencia que aparecerá en la cuantía de armadura activa según el procedimiento escogido para la construcción del puente. Para la obtención del pretensado, no hará falta definir el estado límite último.

Se definirán el ELS frecuente y el característico, los cuales se diferencian fundamentalmente en que el primero se introducirá la carga de tráfico de los camiones con el factor psi, mientras que, en el característico, se ignora este factor.

A continuación, se muestran las combinaciones de cargas introducidas en el programa con los factores que se le aplican según establece la IPA11 [1].

LoadCase	Factor
Dead Load(CS)	1.0000
Carga muerta(CS)	1.0000
Creep Secondary(CS)	1.0000
Shrinkage Secondary(CS)	1.0000
Camiones sin psi(MV)	1.0000
Tendon Primary(CS)	1.0000
Tendon Secondary(CS)	1.0000

Tabla 5. Combinaciones de acciones ELS característico

LoadCase	Factor
Dead Load(CS)	1.0000
Carga muerta(CS)	1.0000
Creep Secondary(CS)	1.0000
Shrinkage Secondary(CS)	1.0000
Camiones con psi(MV)	1.0000
Tendon Primary(CS)	1.0000
Tendon Secondary(CS)	1.0000

Tabla 6. Combinaciones de acciones ELS frecuente

8 MODELO PARA LA CONSTRUCCIÓN POR AVANCE EN VOLADIZO

En este apartado se desarrollará el modelo creado para simular el comportamiento de la estructura proyectada en el caso de que se ejecutará por medio del proceso constructivo conocido como construcción por voladizos sucesivos. Este modelo se ha creado en el *software MIDAS Civil*, el cual posee todas las herramientas necesarias para simular este proceso constructivo.

8.1. Parámetros del modelo. Hipótesis iniciales.

En este apartado se definirán los parámetros geométricos y constructivos que definirán el modelo creado en el *software MIDAS Civil*.

A continuación, se muestra la ventana inicial del módulo, y se comentarán los valores escogidos.

The screenshot displays the initial configuration window for a bridge construction simulation in MIDAS Civil. The interface is divided into several sections:

- Diagram:** A schematic of a bridge with segments labeled: FSM, K1, Zone1, P.T. (Pier Table), B, Zone2, K2, H, and C.
- Main Configuration (Red Box):**
 - Material (Girder): 1 (1: HP-45)
 - Pier Section: 3 (3: Pilar)
 - Material (Pier): 1 (1: HP-45)
 - Stage Duration: 12 day(s)
 - Number of Piers: 3
 - Method: Cast-in
 - Radius: 0 m (Convex/Concave options)
- Pier Table (Green Box):**
 - P.T.: 5 m
 - B: 5 m
- Key Segment (Green Box):**
 - K1: 0.5 m
 - K2: 1 m
- Pier (Red Box):**
 - H: 30 m
 - C: 0 m
- FSM (Green Box):**
 - FSM(L): 4@3.75
 - FSM(R): 4@3.75
- Zone Configuration (Green Box):**
 - Zone1: 8@3.75
 - Zone2: 8@3.75

En primer lugar, en los recuadros rojos, se definirá la geometría general del puente en el módulo. Se definirán los materiales a utilizar para cada elemento, el número de pilas, su altura y la sección de las mismas, cuyo predimensionamiento se verá en mayor detalle en el siguiente apartado.

De igual manera, se definirá el tipo de construcción *Cast-in*, la cual establece que el hormigonado de las dovelas será *in-situ*. Se establecerá una duración de 12 días para cada etapa de construcción, en las cuales se construirá un par de dovelas por cada fase, asegurándonos de que el hormigón haya alcanzado una resistencia apropiada para soportar las cargas originadas en la siguiente etapa.

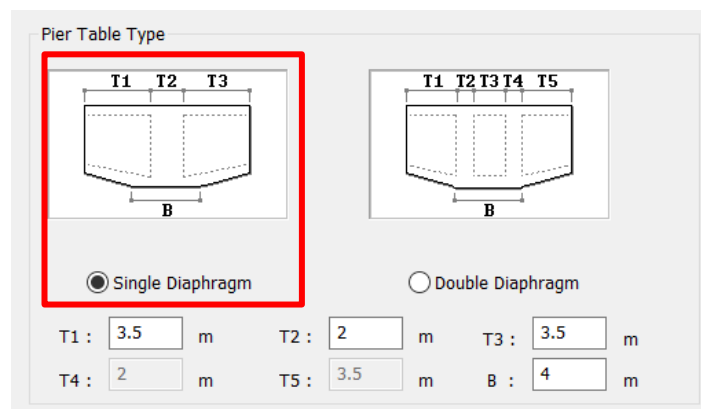
En segundo lugar, en los recuadros verdes, se definirán los aspectos geométricos que condicionan la construcción del puente, como el tamaño de las dovelas.

Según establece Javier Manterola en su libro Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción en su capítulo 15: Construcción de puentes, [1] un tamaño normal para las dovelas ha sido entre 3 y 3.5 metros durante mucho tiempo, aunque hoy en día se pueden llegar a construir dovelas de hasta 7 metros. Por concretar un poco, el tamaño de las dovelas hormigonadas *in-situ* mediante carros de avance suelen tener una longitud comprendida entre 3 y 5 metros y un peso no superior a 150-200 toneladas, según establece la Instrucción del Ministerio de Fomento de: Obras de Paso de Nueva Construcción [2].

El tamaño de las dovelas también vendrá determinado por el tamaño del *Pier Table* o la dovela "0", ya que estas deberán tener un tamaño que encaje con la ejecución de la mitad del vano en voladizo y permitir la construcción de la dovela de cierre.

El programa la posibilidad de crear una dovela "0" con doble diafragma y con simple, en este caso se elegirá el diafragma simple de 2 metros de ancho para asemejar el modelo a los creados por los otros dos procesos constructivos.

A continuación, se muestra la ventana donde se define la sección sobre la pila, así como dos dovelas adicionales de 3.5 metros cada una, definidas por los parámetros T1 y T3. Estas dovelas junto al diafragma constituirán la dovela "0".



Teniendo en cuenta que la longitud total de la dovela "0" será de 9 metros, en el vano más largo del puente, de 70 metros, quedarán 61 metros por cubrir. Sabiendo que la mitad del tramo restante del vano debe ser cubierto por dovelas construidas a partir de cada una de las pilas, se tomará un ancho de 3.75 metros para cada dovela, haciendo necesario 8 dovelas de este ancho desde cada pilar para construir el vano completo.

Este tamaño de dovelas dejará un tramo central sin completar de 1 metro de ancho, es ahí donde se construirá una dovela de cierre de ese ancho, valor el cual se define en el valor "k2".

Para finalizar la definición geométrica y temporal del modelo, se establecerán 4 dovelas de 3.75 metros construidas por apuntalamiento convencional en los vanos extremos del puente, cuya distancia es de 50 metros. A esto se deberá sumar una dovela de cierre de 0.5 metros que se introducirá en el valor "k1", y cuya finalidad es unir ambas partes del vano como se ha comentado anteriormente.

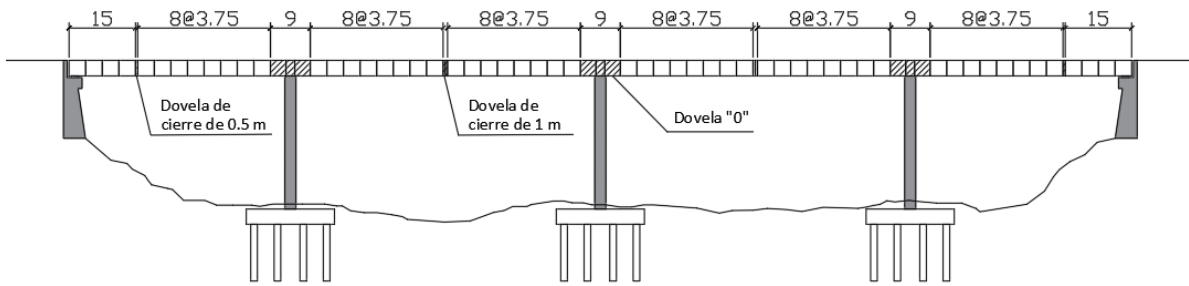


Fig 50. Esquema del modelo creado para la construcción por voladizos sucesivos

A continuación, se estimará el peso que tendrá el carro de avance a partir del peso de la dovela diseñada, el cual es el siguiente.

$$A_v = 10.8408 \text{ m}^2$$

$$l_{dovela} = 3.75 \text{ m}$$

$$V_{dovela} = A_v * l_{dovela} = 40.653 \text{ m}^3$$

$$W_{dovela} = 1016.325 \text{ kN} = 103.665 \text{ Tn}$$

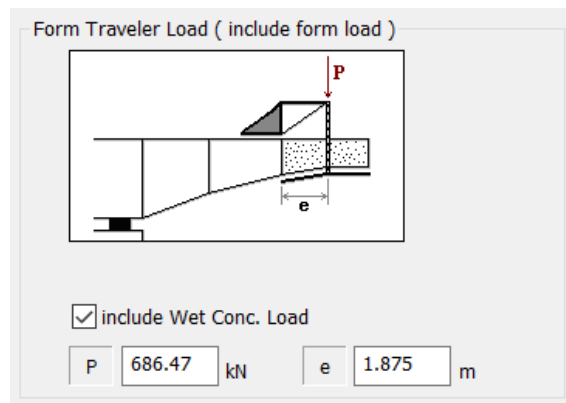
Este peso no sobrepasa las 150 Tn que establece la Instrucción del Ministerio [2], por lo que el diseño cumple con las limitaciones establecidas.

Siguiendo las conclusiones que aporta Javier Manterola [1], en el que establece que los carros de avance tendrán un peso de entre 30 y 40 Tn para los más pequeños y entre 100 y 120 Tn para los más grandes, se realizará una interpolación lineal para estimar un valor aproximado para el peso del carro.

$$y = y_1 + \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} * (x_2 - x_1)$$

$$W_{carro \text{ de avance}} = 70 \text{ Tn} = 686.47 \text{ kN}$$

También se tomará la hipótesis de que la excentricidad de la carga será igual a la mitad de la longitud de la dovela, de modo que esta información se introduce en el modelo.



Tal y como se puede comprobar, se considerará automáticamente el efecto de la carga producida por el peso del hormigón fresco vertido.

8.2. Predimensionamiento de las pilas.

Dado que el objetivo de este trabajo no se centra en el estudio de los pilares de un puente, se realizará un breve predimensionamiento de las dimensiones apropiadas que debería tener una pila en estas circunstancias. Esto se debe a que, a diferencia de los otros dos modelos, es de vital importancia para este proceso constructivo definir las pilas con unas condiciones de contorno apropiadas, ya que hay que evitar el vuelco de los voladizos durante la construcción.

Para realizar el predimensionamiento se seguirán las indicaciones que aparecen en el libro Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción en su capítulo 13: Pilas, Apoyos y Cimentaciones [1], donde aparecen expresiones que aproximarán las dimensiones de la sección que deberá tener este elemento.

Primero de todo, al haber establecido unas pilas con una altura de 30 metros, el autor considera estas pilas como de gran altura. Por simplificación, se tomará una sección rectangular maciza para la pila, siendo esta la más común dentro de todas las opciones aportadas en el capítulo de este libro.

Las fórmulas empleadas para el predimensionamiento serán las que siguen, en las que se debe tener en cuenta que "H" hace referencia a la altura de la pila.

$$\text{Canto transversal: } a = 2 + 0.04 \text{ ó } 0.06 * H = 3.8 \text{ m}$$

$$\text{Canto longitudinal: } c = 1 + 0.02 * H = 1.6 \text{ m}$$

Estas dimensiones parecen algo pequeñas en comparación a la viga que deberá soportar, ya que la viga en cajón dimensionada posee un ancho de losa inferior de 6.3 metros, lo cual haría insuficiente a los 3.8 metros obtenidos ya que no permitiría la colocación de apoyos. Es por eso que las pilas tendrán un canto transversal $a= 5.5$ m y un canto longitudinal $b=2.5$ m, suficiente para albergar el ancho del diafragma y apoyar los encontrados necesarios para su hormigonado

Cabe destacar que estas dimensiones se mantendrán constantes de cara al modelo de cálculo, aunque en la vida real este tipo de secciones se suelen aligerar reduciendo el tamaño en las zonas menos críticas con intención de reducir el coste material.

8.3. Condiciones de contorno

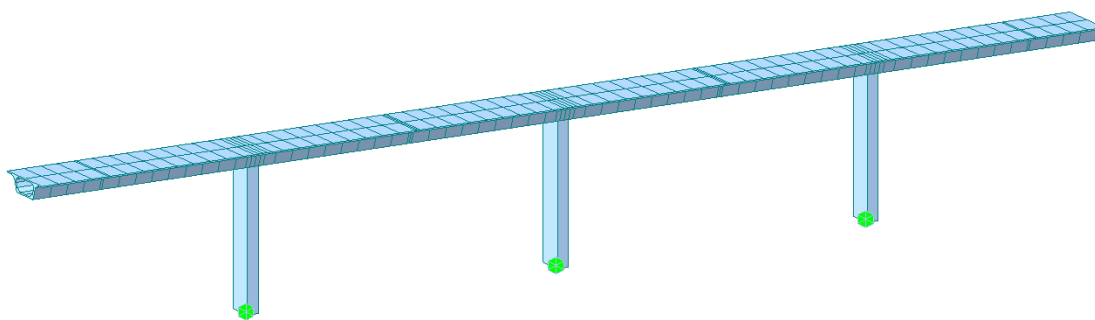
Las condiciones de contorno que se definirán en este modelo están completamente condicionadas por el tipo de proceso constructivo, dando lugar a que estas sean radicalmente diferentes a las del método de apuntalamiento convencional o el lanzamiento incremental.

A continuación, se hablará de las diferentes condiciones de contorno en el orden de ejecución en obra.

8.3.1. Condiciones de contornos de las pilas

En primer lugar, se ejecutarán las condiciones de contorno que se darán en la base de la pila. Estas estarán unidas a losas de cimentación, probablemente pilotadas, dimensionadas según las solicitaciones de la estructura y las características del terreno.

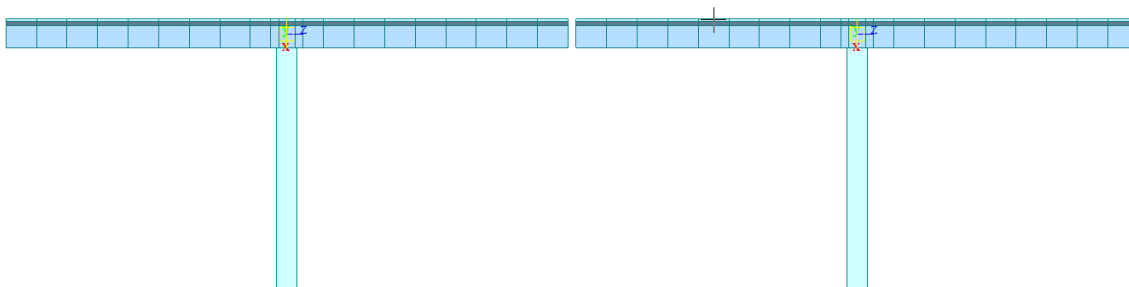
Para este caso, y asumiendo que las pilas estarán empotradas en las zapatas, se crearán condiciones de contorno expresadas como apoyos con todos los grados de libertad restringidos, es decir, no se permitirá ningún giro ni desplazamiento en el punto de unión. Esto originará un empotramiento perfecto.



8.3.2. Condiciones de contorno unión de la pila con el tablero

Para evitar el vuelco de los voladizos durante la construcción, la unión entre las pilas y el tablero será totalmente rígida, algo indispensable para llevar a cabo correctamente este proceso constructivo.

Para cumplir esta condición, MIDAS Civil unirá los nodos del tablero con los nodos superiores de las pilas mediante un “elastic-link”.

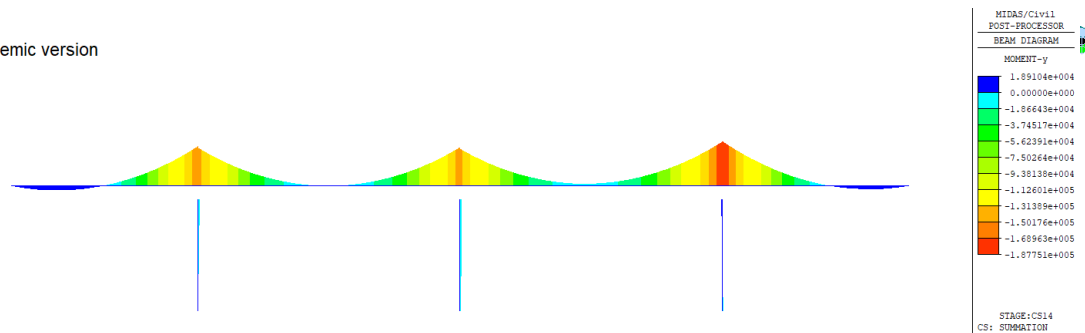


8.3.3. Condiciones de contorno en los estribos

Por último, se definirán las condiciones de contorno en los estribos, donde apoyarán los extremos del puente construidos por el método de apuntalamiento convencional.

Estos apoyos tendrán restringidos el giro en “x” (R_x), y los desplazamientos en las direcciones “y” y “z” (D_y , D_z). Sin embargo, existe la diferencia de que uno de estos dos apoyos también restringirá los desplazamientos en “x”, para fijar la estructura en un punto frente a los efectos de frenada y aceleración de los vehículos que circulen por él.

Academic version



8.4. Definición del pretensado.

Una vez se han realizado todos los estudios previos necesarios para definir la estructura, se procederá a dimensionar la armadura activa necesaria para soportar las solicitaciones a las que se ve sometido el viaducto y para que cumpla con las limitaciones que establece la normativa para los diferentes estados límite.

En concreto, el Código estructural: Anejo 19 [4] establece que para que una estructura de estas características cumpla en servicio, deberá darse el caso de que o bien no aparezcan tracciones en el estado límite de servicio frecuente, o que no aparezcan tracciones superiores a la resistencia media a tracción del hormigón en el estado límite de servicio característico. Este valor de la resistencia a la tracción media será de 3.8 MPa tal y como se establece en la tabla A19.3.1 de la citada norma. En cuanto a las compresiones, se establece la limitación de que no deberán ser mayores del 60% de la resistencia característica del hormigón, es decir, 27 MPa.

El pretensado de un puente construido por voladizos sucesivos, se divide en dos grupos, el primero, destinado a soportar las cargas originadas durante la construcción, y el segundo, cuya misión consiste en mantener la estructura bajo las condiciones de seguridad establecidas durante la puesta en servicio, en caso de que el primer grupo de pretensado no fuera suficiente.

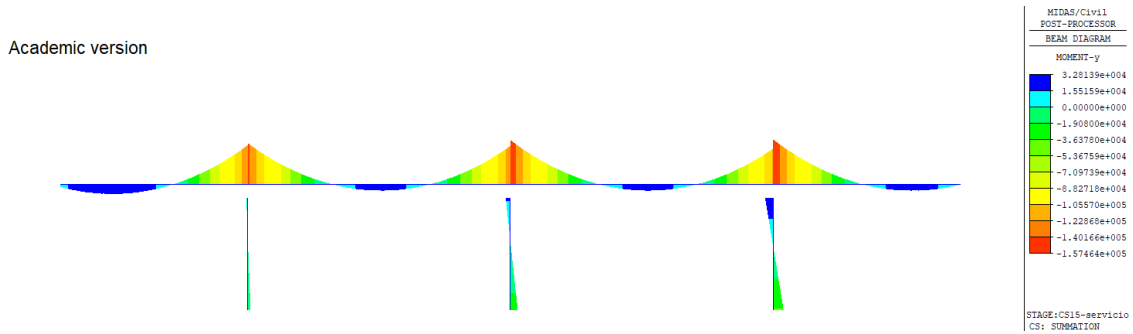
8.4.1. Pretensado durante la construcción.

Este pretensado se encargará de soportar los esfuerzos originados durante las diferentes etapas constructivas del puente. MIDAS Civil aportará los momentos a partir de la creación de un modelo que siga todas las consideraciones anteriormente tratadas en esta memoria en cuanto a cargas, combinaciones de estas, y aspectos geométricos del puente. En este modelo concreto, creado para obtener los esfuerzos que se dan en la estructura, no se definirá ningún pretensado, permitiendo así observar las leyes de momentos sin modificar por las fuerzas de tesado.

Una vez resuelto el modelo, observando los esfuerzos de las diferentes etapas constructivas se encontrarán aquellas en las que se producirán los máximos momentos negativos y positivos.

De esta manera, se observa que en la CS14, antes de la puesta en servicio, se obtiene el momento flector negativo máximo, de 187751 kN*m.

En CS15, se obtiene el momento flector positivo máximo, con un valor de 32775 kN*m.



Una vez obtenidos los momentos máximos, se utilizarán los diagramas de Mangel para obtener el valor óptimo de la fuerza de pretensado en función de las excentricidades de la fuerza originada por este en la sección.

El diagrama de Mangel se construye a partir de las siguientes inecuaciones.

$$e_1 \leq -k_2 + \frac{1}{P_0} * (\sigma_{tt} * Z_2 + M_t)$$

$$e_2 \leq -k_1 + \frac{1}{P_0} * (\sigma_{ct} * Z_1 + M_t)$$

$$e_3 \geq -k_2 + \frac{1}{P_\infty} * (\sigma_{cw} * Z_2 + M_w)$$

$$e_4 \geq -k_1 + \frac{1}{P_\infty} * (\sigma_{tw} * Z_1 + M_w)$$

Al convertir estas inecuaciones en ecuaciones, se obtienen las ecuaciones de cuatro rectas, las cuales aportarán un rango de valores a partir del cual se podrán obtener valores válidos para la fuerza de pretensado y su excentricidad.

Calculando estas expresiones para cada uno de los momentos máximos obtenidos, y teniendo en cuenta los valores geométricos asociados al tipo de sección en el que se dan estos esfuerzos, se podrán obtener unos datos iniciales a partir de los cuales se podrá comenzar una iteración.

Variables	Negativo	Positivo
CDG	2.035	2.118
Canto total (m)	3.500	3.500
Iyy	27.022	18.478
As	23.823	10.840
V1	2.035	2.118
V2	-1.465	-1.382
Z1	13.279	8.724
Z2	-18.445	-13.370
K1	0.557	0.805
K2	-0.774	-1.233
σ_{tt}	0	0
σ_{ct}	17550	17550
σ_{cw}	27000	27000
σ_{tw}	0	0
Mt	187751	32775
Mw	187751	32775

Pretensado óptimo (Mangel)		
Popt (kN)	35247.99	4020.00
e1_Popt (m)	6.10	9.39
e4_Popt (m)	6.10	9.39
Pretensado ajustado al nº de cordones		
Ap (mm ²)	25267.38	2881.72
n ^o cor	180.48	20.58
n ^o cor (redon)	181	21
P0d (kN)	35349.3	4101.3
e1 (m)	6.0856	9.2249
e4 (m)	6.0817	9.1845

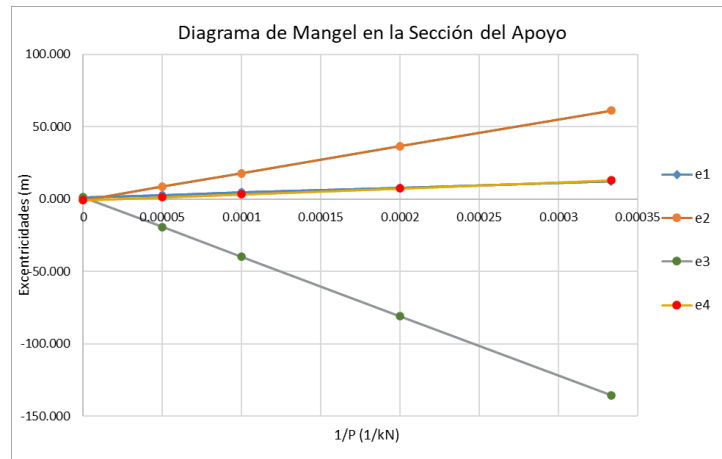
8.4.1.1. Pretensado superior.

El pretensado superior consistirá en un pretensado recto que viajará por la zona superior del tablero, debido a que la construcción de los voladizos originará momentos negativos en la viga en los tramos colocados sobre las pilas. Se dimensionará el pretensado superior necesario para soportar estos momentos durante la construcción, sabiendo que los momentos negativos críticos se darán en la fase en la que el voladizo alcanza su máxima longitud, y en el momento en el que se añaden las dovelas de cierre.

En esta tipología de proceso constructivo, la forma de unir las nuevas dovelas a las anteriores, será por medio de los cables de pretensado, de modo que la forma de proceder será colocando todos los tendones en la zona de la dovela "0", donde se producen los máximos momentos negativos. A partir de esta zona, los momentos irán disminuyendo progresivamente, y por lo tanto, disminuirán el número de tendones por dovela. De esta forma, la última dovela colocada tendrá 2 tendones, mientras que la dovela "0" tendrá la totalidad de los tendones que pasen por el vano, ya que se establecerá que se vayan perdiendo un par de tendones por cada dovela colocada.

A partir de los datos obtenidos por medio del diagrama de Magnel, se realizará un proceso iterativo cuyo objetivo será el de colocar una fuerza de pretensado tal, que la excentricidad de este caiga dentro de la losa superior del tablero.

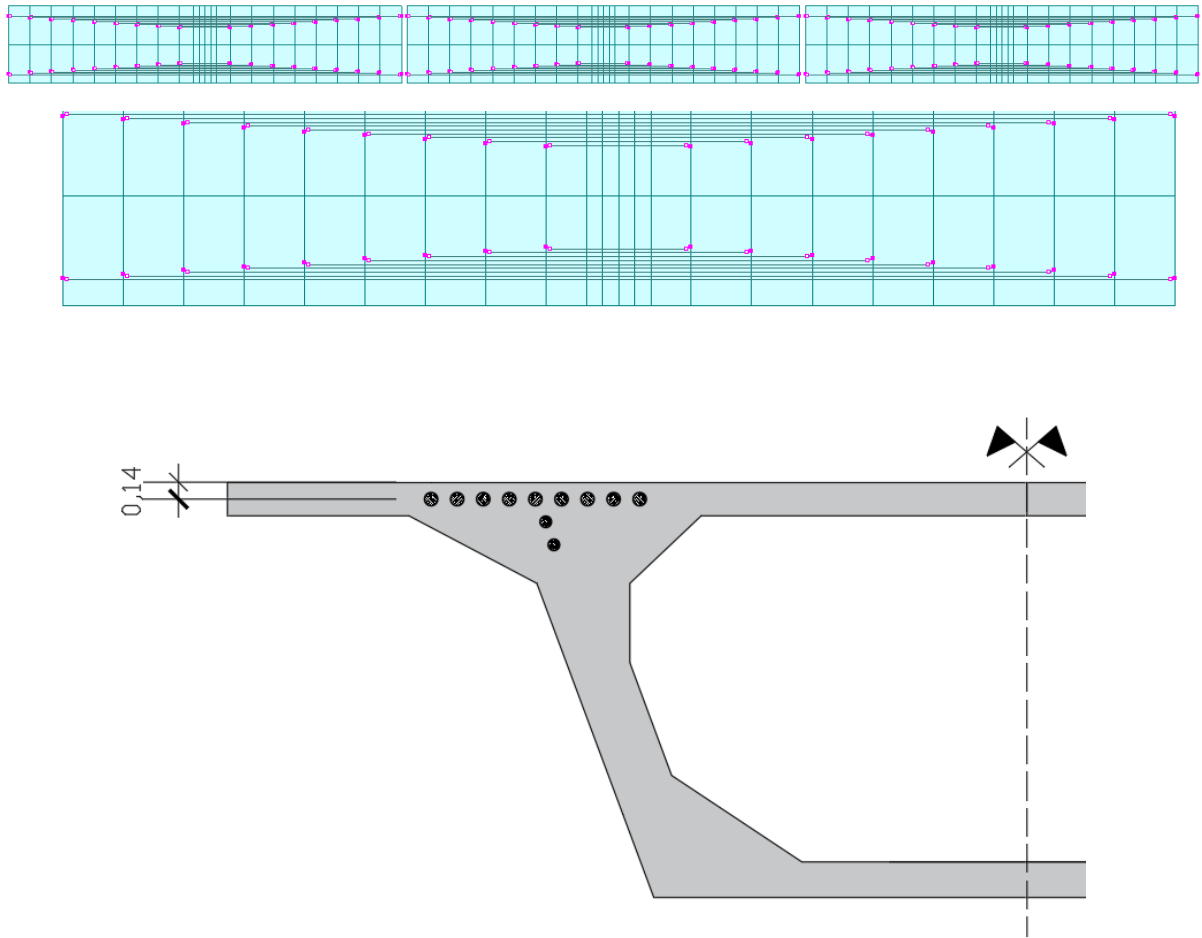
Pretensado optimizado. Momento negativo	
nºcor (redon)	640
POd (kN)	124992
e1 (m)	2.2764
e2 (m)	2.809152669
e3 (m)	-2.328602083
e4 (m)	1.3202
Definición de las vainas. Pret. superior	
Nombre vaina (-C15)	25
nºvainas	25.60 26
nºcables_totales	650
nºhuecos_vacios	10
D _{vaina} (m)	0.12
r _{mecánico} (m)	0.08
d _{al cdg pret} (m)	0.14
e _{max} (m)	1.325
e _{max} - e4 (m)	0.00476 Cumple



De estos cálculos se obtiene finalmente un pretensado de 640 cordones de 140 mm², los cuales se distribuirán en 26 vainas de 25 cordones cada una. Sin embargo, tal y como se comprobará al introducir estos datos en el modelo, la estructura cumplirá holgadamente, con lo que se intentará reducir esta cuantía, hasta llegar a 18 vainas 19C15, modelo obtenido del catálogo de Fressynet [20], que estarán rellenas con 17 cordones de los 19 huecos disponibles.

Se distribuirán de forma que queden 9 vainas sobre cada alma, haciendo así que se pierdan un par de tendones por cada dovela construida tal y como se comentó anteriormente.

Seguidamente se mostrarán varias imágenes obtenidas de Midas y realizadas en AutoCad que definirán el pretensado superior.

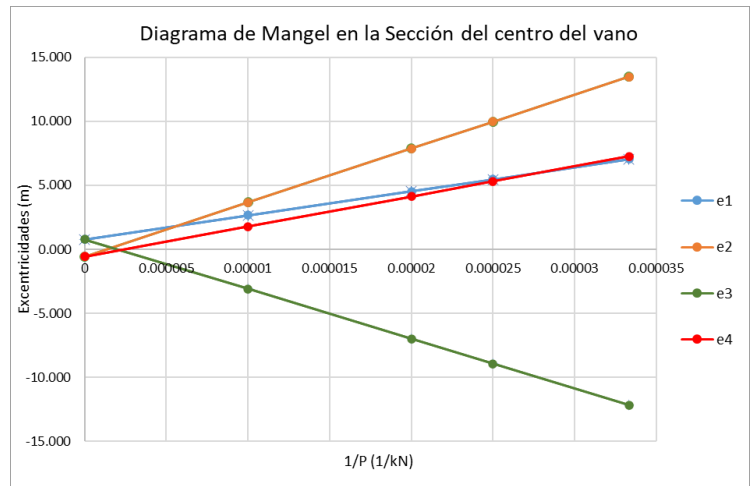


8.4.1.2. Pretensado inferior

Al igual que el pretensado superior, el inferior también poseerá un trazado recto que irá reduciendo de dos en dos el número de vainas por cada dovela que avanza. La diferencia fundamental con el trazado superior, a parte de este se sitúa en la losa inferior, es que este pretensado parte de las zonas donde el momento flector positivo es mayor, es decir, en las dovelas de cierre, y se prolongará hasta aquellas dovelas en las que desaparezcan los momentos positivos.

Siguiendo el mismo procedimiento que se ha llevado a cabo para el pretensado superior, se obtendrá un número de cordones para el cual la excentricidad de la fuerza de pretensado se encuentre dentro de la losa inferior de la viga.

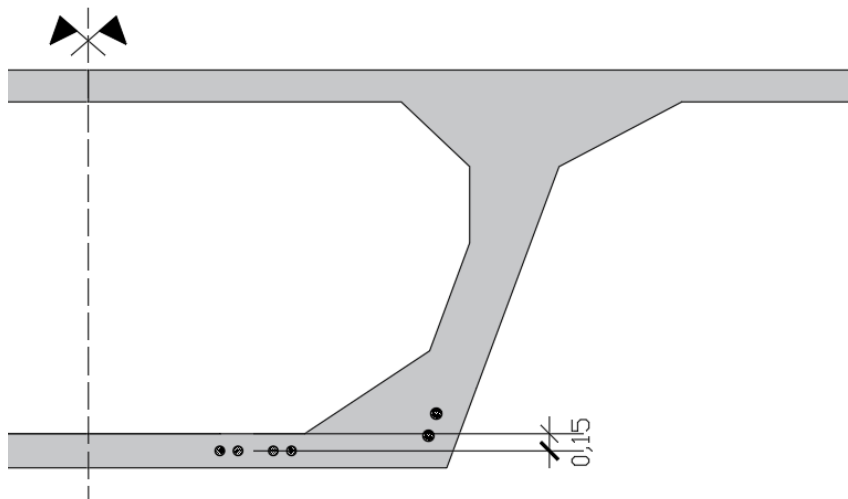
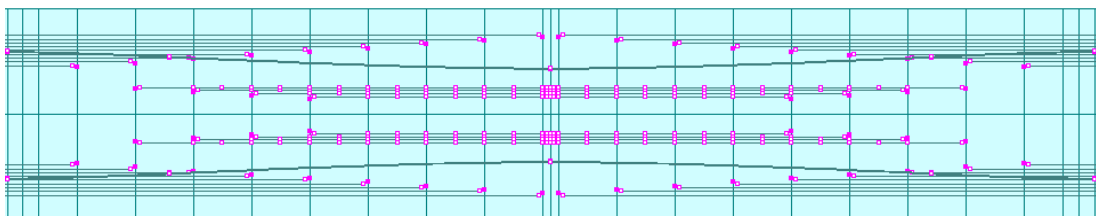
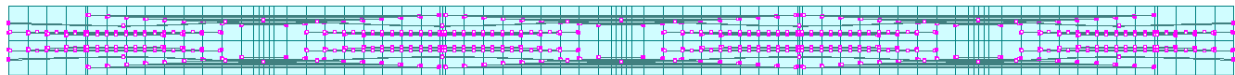
Pretensado optimizado. Momento Positivo		
nºcor (redon)	105	
POd (kN)	20506.5	
e1 (m)	2.8317	
e2 (m)	8.259921904	
e3 (m)	-18.7740974	
e4 (m)	1.1930	
Definición de las vainas. Pret. inferior		
Nombre vaina (-C15)	12	
nºvainas	8.75	9
nºcables_totales	108	
nºhuecos_vacios	3	
D _{vaina} (m)	0.105	
r _{mecánico} (m)	0.0975	
d _{al cdg pret} (m)	0.14	
e _{max} (m)	1.242	
e _{max} - e4 (m)	0.04896	Cumple



Se obtendrán un total de 105 cordones, distribuidos en 9 vainas 12C15 a lo largo de la losa inferior. Sin embargo, tal y como ocurre para el pretensado superior, al introducir los valores en el programa se observará que este número de vainas se podrá reducir a 8 vainas con 12C15 rellenas con 10 cordones cada una, haciendo un total de 80 cordones para el pretensado inferior.

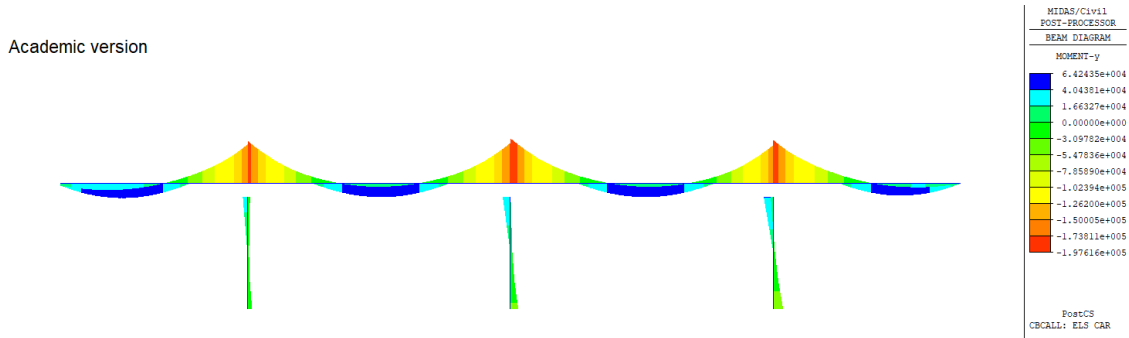
Tal y como se podrá ver a continuación, y como se podría intuir a partir de la ley de momentos flectores, los 8 cordones se mantendrán durante 4 dovelas desde la dovela de cierre, una vez llegadas las vainas a esta dovela, se irá reduciendo el número de estas de par en par, hasta llegar a la primera dovela ejecutada tras las pilas.

Con esta distribución, las tensiones que aparecerán en servicio cumplirán con las restricciones resistentes establecidas en la normativa.



8.4.2. Pretensado en servicio.

Una vez dispuesta toda la armadura activa necesaria durante la construcción, se comprobará el comportamiento en servicio de la estructura. Tal y como se verá a continuación, en servicio aparecen momentos considerablemente mayores a los que aparecen durante la construcción, y se supera la capacidad a tracción del hormigón. Por lo tanto, será necesario disponer de un pretensado adicional.

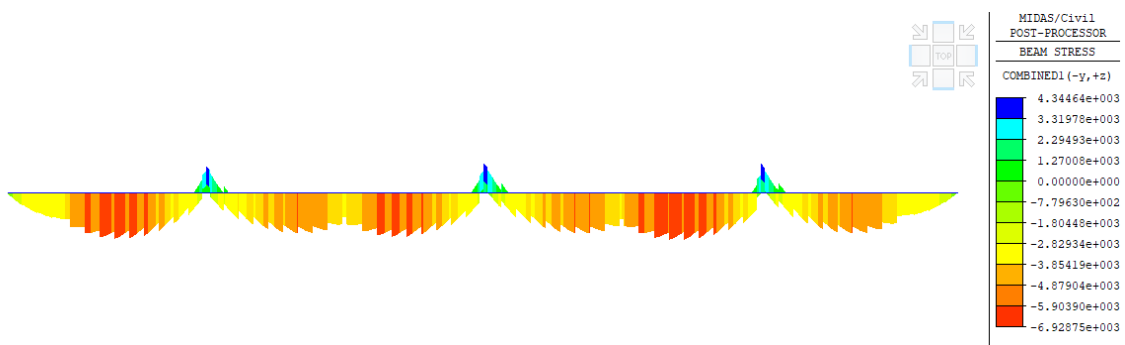


Tal y como se puede comprobar, al compararlos con los momentos obtenidos durante las etapas constructivas, se observa una importante diferencia.

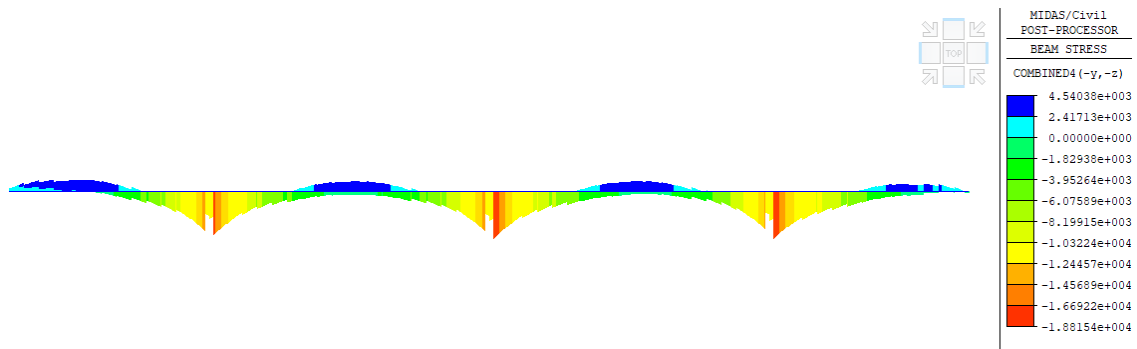
Esfuerzos (kN*m)		
Fase	Apoyo	Vano
Construcción	-187751	32775
Servicio	-197616.06	64241.72

Esta diferencia en los momentos flectores se traducirá en un incremento de las tensiones en las zonas críticas.

Fibra superior



Fibra inferior



Se puede observar como en ambas fibras se superan los 3.8 MPa de resistencia a tracción del hormigón, en concreto en las zonas centrales de los vanos en la fibra inferior, y en las zonas de la fibra superior situadas sobre los apoyos.

La forma más adecuada para resolver este problema será con un pretensado de trazado parabólico, cuyo punto más alto se encuentre en las zonas de apoyo, y su punto más bajo en el centro de los vanos.

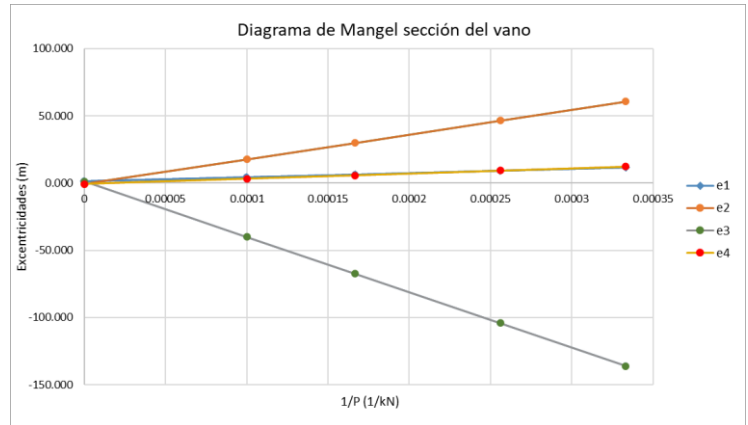
De forma análoga al pretensado durante la construcción, se obtendrá la fuerza óptima de pretensado con el diagrama de Mangel.

Variables	Sección del apoyo	Sección del vano
CDG	2.118	2.118
Canto total (m)	3.500	3.500
lyy	18.478	18.478
As	10.840	10.840
V1	2.118	2.118
V2	-1.382	-1.382
Z1	8.724	8.724
Z2	-13.370	-13.370
K1	0.805	0.805
K2	-1.233	-1.233
σ_{tt}	0	0
σ_{ct}	17550	17550
σ_{cw}	27000	27000
σ_{tw}	0	0
Mt	9865	31466
Mw	9865	31466

Pretensado óptimo (Mangel)		
Popt (kN)	1210.03	3859.47
e1_Popt (m)	9.39	9.39
e4_Popt (m)	9.39	9.39
Pretensado ajustado al nº de cordones		
Ap (mm ²)	867.40	2766.65
n ^o cor	6.20	19.76
n ^o cor (redon)	7	20
P0d (kN)	1367.1	3906
e1 (m)	8.4498	9.2894
e4 (m)	8.2156	9.2651

A partir de estos valores, se obtendrá un valor aproximado del número de tendones que deberán emplearse.

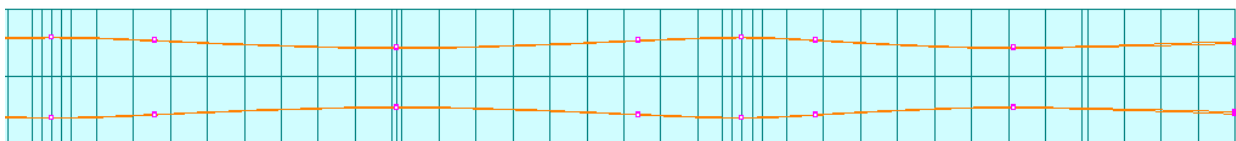
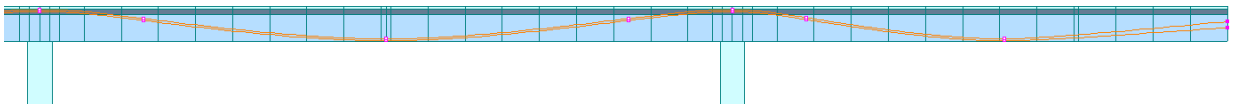
Pretensado optimizado (Magnet)		
nºcor (redon)	75	
P0d (kN)	14647.5	
e1 (m)	3.3817	
e4 (m)	1.8805	
Definición de las vainas		
Nombre vaina (-C15)	19	
nºvainas	3.95	4
nºcables_totales	76	
nºhuecos_vacíos	1	
D _{vaina} (m)	0.095	
r _{mecánico} (m)	0.085	
S _{entre vainas} (m)	0.095	
d _{al cdg pret} (m)	0.2275	
e _{max} (m)	1.891	
e _{max} - e4 (m)	0.01001	Cumple



Se dispondrán finalmente 4 vainas 19C15 de 19 cordones cada una, 2 por cada alma.

El trazado que se seguirá ambos pares de tendones será un trazado parabólico que estará condicionado por los siguientes puntos clave.

Pretensado cable inferior		Pretensado cable superior	
Posición en x (m)	Posición en z (m)	Posición en x (m)	Posición en z (m)
0.00	-2.050	0.000	-1.450
22.50	-3.368	22.500	-3.178
42.50	-1.262	42.500	-1.072
50.00	-0.473	50.000	-0.283
60.50	-1.341	60.500	-1.151
85.00	-3.368	85.000	-3.178
109.50	-1.341	109.500	-1.151
120.00	-0.473	120.000	-0.283
130.50	-1.341	130.500	-1.151
155.00	-3.368	155.000	-3.178
179.50	-1.341	179.500	-1.151
190	-0.473	190.000	-0.283
197.5	-1.262	197.500	-1.072
217.5	-3.368	217.500	-3.178
240.000	-2.050	240.000	-1.450



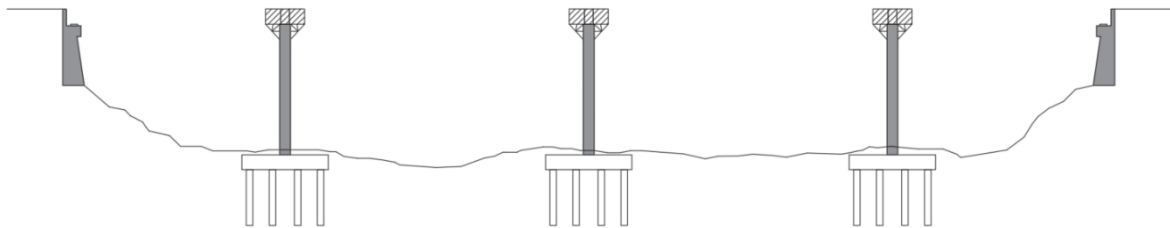
Una vez comprobados todos los estados tensionales, y corroborado que el número de cables dispuesto es el correcto para cumplir los límites a tracción del material, se dará por bueno el modelo y se considerará finalizado.

8.5. Etapas constructivas.

Como cabría esperar en todos los proyectos de construcción, la correcta construcción de un puente pasará por una definición adecuada de las etapas constructivas. En este apartado se detallarán las diferentes labores que se realizarán en cada una de las diferentes fases de construcción y se asociarán a las etapas constructivas creadas en el modelo de cálculo en Midas Civil.

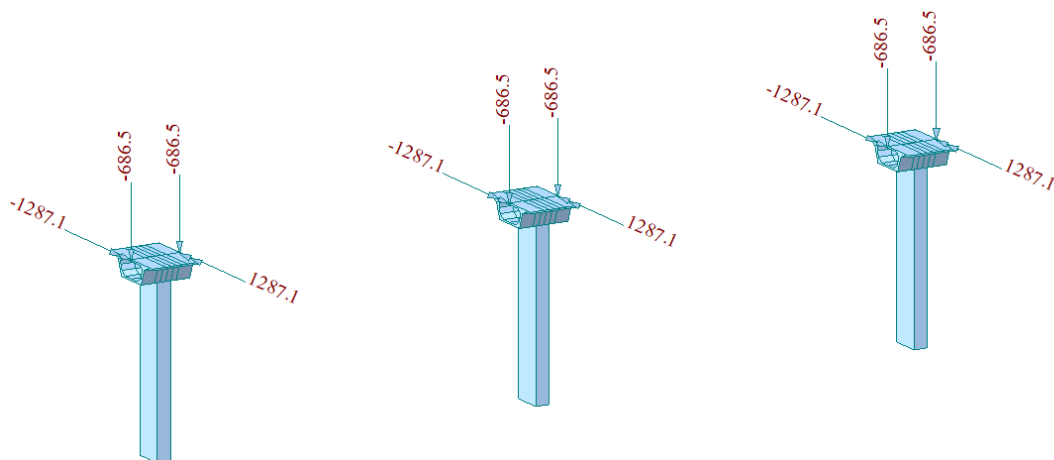
8.5.1. Etapa 1.

Para empezar, la primera etapa constructiva consistirá en la construcción de las pilas, los diafragmas sobre ellas y las primeras dovelas que constituirán las llamadas dovelas "0". Tal y como establece la Instrucción del Ministerio de Fomento de: Obras de Paso de Nueva Construcción [2], la construcción de la dovela "0" se realizará colocando un encofrado anclado a las pilas tal y como se muestra a continuación.



La construcción previa de las pilas conllevará una duración de 10 días, mientras que la edad del hormigón del diafragma es de 5 días y el de las dovelas construidas es de 10 días. Se establece una duración de 12 días para la etapa.

En esta etapa se preparará también el carro de avance para construir la siguiente dovela, por lo tanto, se incluirán las cargas asociadas a este. De igual manera, en esta etapa aparecerán las cargas de peso propio y las de las fuerzas de tesado.

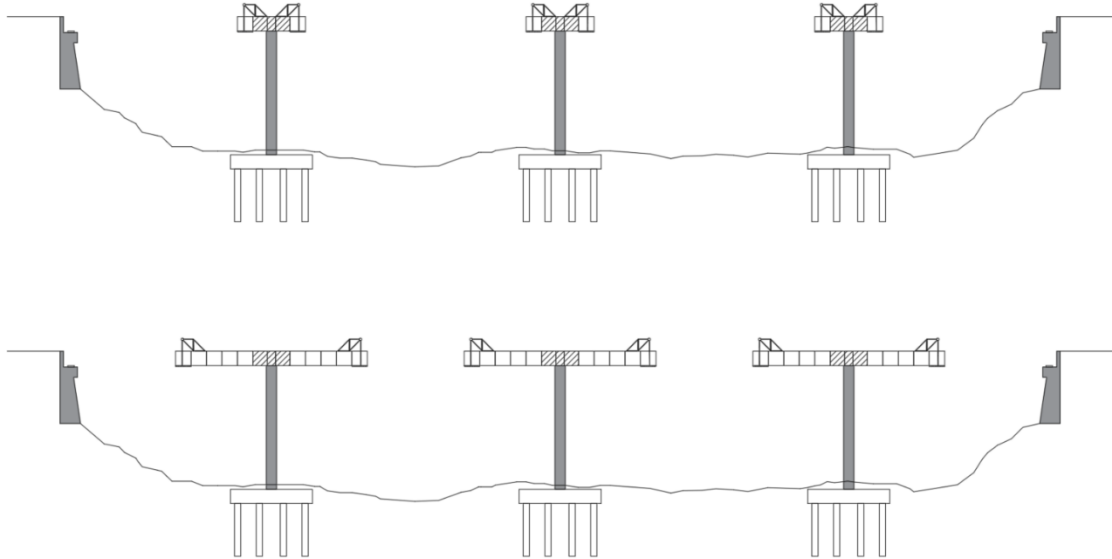


8.5.2. Etapas 2 a 9.

Durante estas etapas, el proceso a realizar será el mismo, ya que consistirá en el avance del carro, colocación del

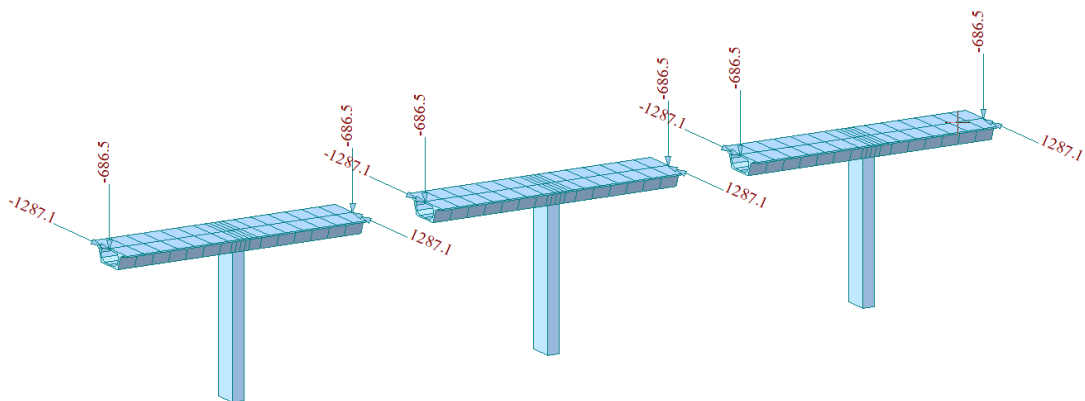
encofrado y hormigonado de las dovelas *in-situ*. La forma de ejecución consistirá en la construcción simultánea de dos dovelas a cada lado de la pila, compensando de esta forma el peso de una con la otra y evitando así que la estructura pudiera inclinarse de forma excesiva para uno de los lados.

A continuación, se mostrará un esquema del proceso a realizar.



Las nuevas dovelas colocadas tendrán una edad inicial de 7 días, haciendo que la duración de cada una de estas etapas sea de 12 días cada una. Esto hará que la ejecución de estas 8 etapas tenga una duración total de 96 días.

De forma análoga a lo explicado en la Etapa 1, en cada una de estas fases se incluirá la carga asociada al carro de avance en el extremo del voladizo. Así como la del peso propio de la estructura y la fuerza de pretensado del par de tendones tesados para cada dovela.

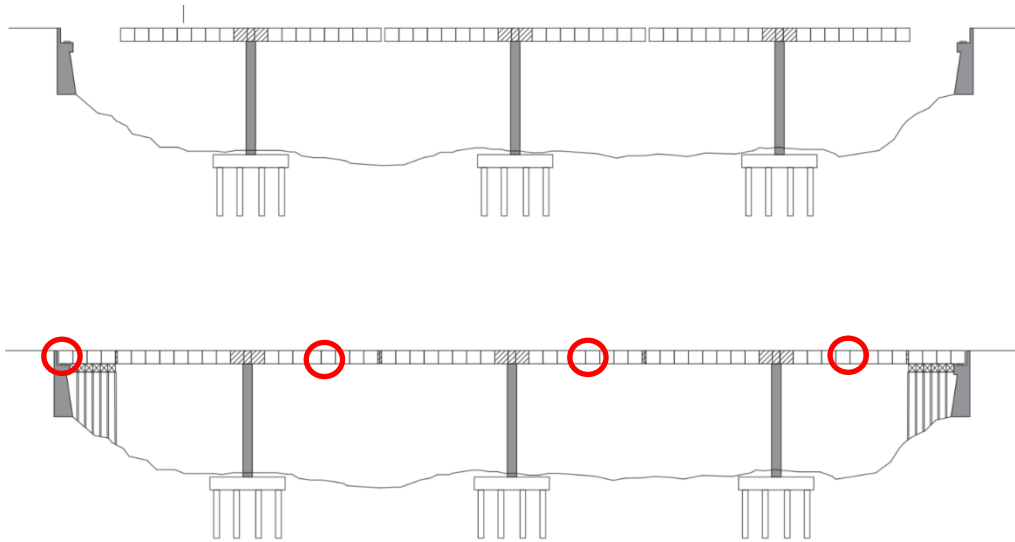


A lo largo de estas etapas se colocarán un total de 16 dovelas por cada pila, es decir, se colocarán 48 dovelas en total, tesando por lo tanto 24 pares de tendones.

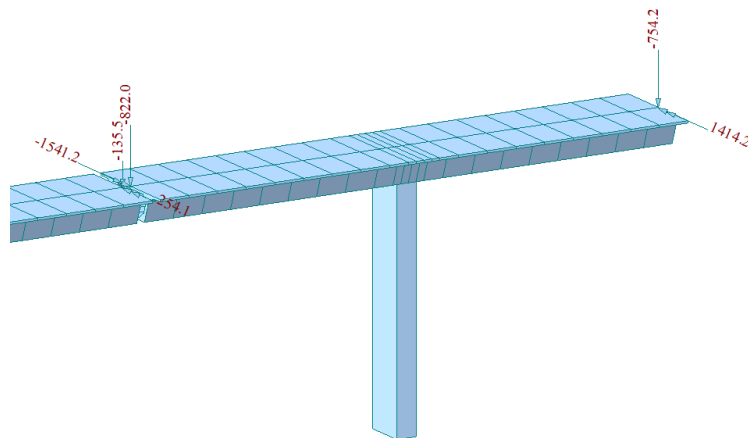
8.5.3. Etapas 10 a 14

Una vez alcanzado la máxima longitud de los voladizos, se procederán a ejecutar los tramos de los vanos laterales que parten desde los estribos del puente. Estos tramos se construirán por medio de la colocación de una cimbra apeada y se hormigonarán *in-situ* de una sola vez.

Una vez construidos, se ejecutarán las dovelas de cierre, construyéndose de tal forma que previamente se hayan colocado los tendones inferiores necesarios, los cuales serán tesados tras la ejecución de las dovelas de cierre.



Durante la ejecución de estas fases, aparecerán las cargas asociadas al peso del hormigón fresco de las dovelas de cierre, el cual añadirá un momento adicional a la estructura, a continuación se muestra un ejemplo de estas cargas.



Los tramos construidos por cimbra tendrán una longitud de 15.5 metros, con una edad inicial de 12 días. La duración de estas cuatro etapas en total será de 24 días, en los que se finalizarán todas las labores constructivas que definirán la estructura físicamente antes de la puesta en servicio.

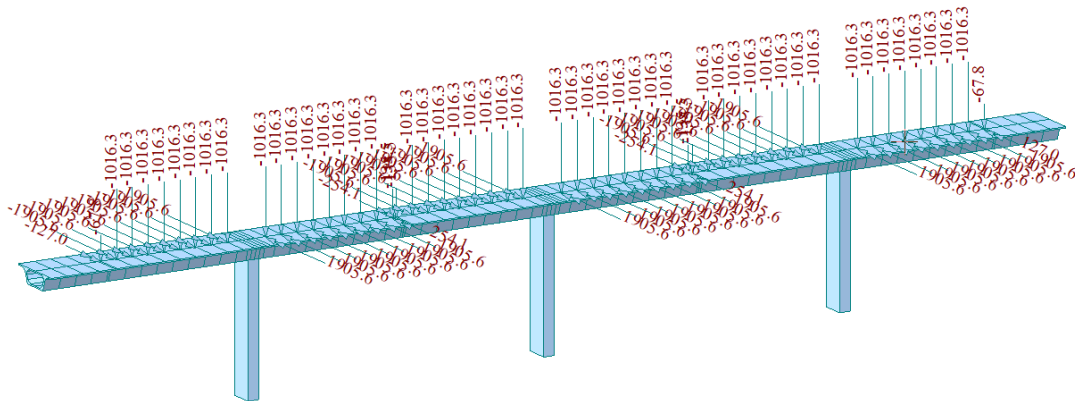
8.5.4. Etapa 15 y puesta en servicio.

Esta última etapa se ha creado básicamente para, una vez construido el puente, tesar el pretensado parabólico cuya función será la de soportar las cargas a las que se verá sometida la estructura durante su vida útil.

Para esta etapa se ha dado una duración de 2 días, en las cuales se colocarán los gatos, se tesarán los cables, y se recogerá el material de obra utilizado.

Todas estas etapas darán una duración total de ejecución de la obra de 134 días.

Durante la puesta en servicio, entrarán en acción las cargas asociadas al peso del hormigón fresco colocado. A continuación, se mostrarán estas cargas.



9 MODELO PARA LA CONSTRUCCIÓN POR TRAMOS SUCESIVOS

En este apartado se desarrollará el diseño de la estructura estudiada por medio del método de apuntalamiento convencional, más conocidos como cimbrado. Este modelo podría asimilarse al proceso constructivo conocido en inglés como *Movable Scaffolding System (MSS)*, o construcción con cimbra autoportante en español. Este método consiste en el lanzamiento de una cimbra metálica a través de un sistema de gatos hidráulicos y raíles que se anclarán en las pilas del puente previamente construidas, permitiendo colocar el encofrado sobre esta y hormigonando “in-situ” largas porciones de los vanos del puente.

El procedimiento a seguir por medio de una cimbra convencional es exactamente igual, ya que en ambos procesos el orden de ejecución y las longitudes de los vanos que serán hormigonados en cada fase serán idénticos. La diferencia fundamental se da en los elementos auxiliares, ya que para realizar un apeo convencional, es necesario que toda la cimbra esté bien apoyada en el terreno, y cada vez que se vaya a ejecutar un nuevo vano, la cimbra y el encofrado deberán desmontarse y volver a montarse manualmente, a diferencia de la cimbra autoportante, la cual avanza con el encofrado sin necesidad de ser desmontada.

La utilización de un procedimiento u otro se debe a diversos factores económicos, logísticos, temporales, pero sobre todo, el factor clave es la altura del puente y las buenas condiciones del terreno bajo la estructura. Esto es de vital importancia, ya que, si se trata de un terreno inadecuado o muy accidentado geográficamente, será inviable realizar un apeo convencional.

El modelo generado en este trabajo se ha realizado considerando que se realizará un apuntalamiento convencional debido a que se ha estimado inicialmente una altura de 30 metros, lo cual excedería el rango de utilización admisible para cimbras cuajadas, las cuales se vuelven antieconómicas a partir de los 15-20 metros [2]. Es por ello, que para este caso se dispondrá un tipo de cimbra que se utiliza para alturas de hasta 45 metros. Estas cimbras serán torres formadas por castilletes metálicos y vigas en celosía, las cuales aportarán una mayor rigidez a flexión muy conveniente para estas alturas. Cabe destacar que desde el punto de vista estructural, no existe diferencia a nivel de esfuerzos entre utilizar un tipo de apoyo provisional u otro.

Tal y como se ha comentado anteriormente, los resultados que se obtengan de la creación de este modelo serán fácilmente trasportables al caso de construcción *MSS*, ya que en el momento de la construcción el hormigón se vierte sobre un encofrado idéntico en ambos casos desde el punto de vista estructural, y por consiguiente, los esfuerzos que se obtendrán en la viga serán prácticamente iguales. Sin embargo, el peso de la cimbra autoportante, que estará apoyada directamente en los pilares mediante unas celosías auxiliares, sí afectará lógicamente a las cargas que actúen sobre el pilar, debiendo tener en cuenta la carga de peso propio de estos elementos a la hora de dimensionar las pilas.

9. Parámetros del modelo. Hipótesis iniciales.

Para definir correctamente el modelo de cálculo se deberán realizar unas ciertas hipótesis iniciales para que este se adapte a la realidad de la ejecución en obra. Para ello se utilizarán como guía la Instrucción del Ministerio de Fomento de: Obras de Paso de Nueva Construcción [2] y el libro de Javier Manterola Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción en su capítulo 15: Construcción de puentes [1], tal y como se vienen utilizando desde el principio de esta memoria.

En primer lugar, es necesario indicar que el procedimiento constructivo será por tramos sucesivos, debido a que el puente posee una longitud total de 240 metros, demasiado para cimbrar y hormigonar todo de una sola vez. Por lo tanto, el puente deberá diferenciarse en varias fases de hormigonado en la cuales se ejecutará primero el vano extremo hasta la pila, más una distancia extra del siguiente vano que se quedará en voladizo. Una vez hecho esto, los siguientes vanos se hormigonarán a partir del tramo en voladizo anteriormente ejecutado, y construyendo a su vez un nuevo tramo en voladizo correspondiente al siguiente vano.

En cuanto a la distancia de este tramo en voladizo, los dos documentos de la bibliografía utilizados para este caso llegan a conclusiones similares.

El libro de Javier Manterola [1], cita que a mayor sea este tramo en voladizo, más se aproximará la ley de momentos originada a la que se obtendría de hormigonar los vanos completos de una sola vez. Para ello, muestra la comparativa con tres longitudes diferentes, $0.2L$, $0.25L$ y $0.3L$.

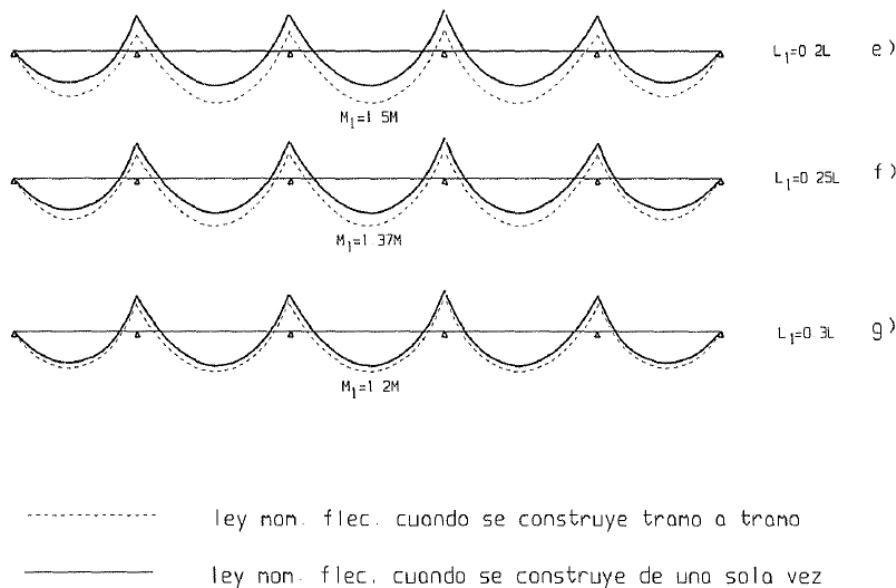


Fig 51. Evolución momentos flectores durante el proceso de empujado. Fuente [1]

Se observa como a menor longitud del voladizo, más se incrementarán los momentos positivos y se reducirán los negativos con respecto a la ley de momentos original. De esto se podría entender que compensaría tener un voladizo lo más largo posible, pero tal y como el autor refleja en su libro [1], extender esta distancia demasiado traería problemas respecto a los anclajes y empalmes de los tendones. Esto se debe a que, al terminar un vano, las vainas colocadas deberán separarse verticalmente en los extremos de los vanos para permitir la colocación de las placas de anclaje y poder ejecutar el tesado de los mismos, lo cual hará que suba el centro de gravedad del pretensado considerablemente. Por lo tanto, al colocar estos anclajes a una distancia igual a $0.3L$ o superior, se entra en la zona de momentos positivos máximos, provocando así que el pretensado no sea capaz de compensar las tracciones que aparecerán en la cara inferior de la viga en esta zona.

Es por esto, que Manterola [1] sugiere que esta distancia oscile entre $0.2L$ y $0.25L$ como máximo.

De igual manera, la instrucción de Obras de paso de Nueva Construcción [2] establece para el hormigonado por fases, que los vanos extremos sean menores o iguales al 80% de los vanos centrales, a los cuales se les deberá sumar un 20% de la longitud del vano central para permitir que la cimbra se pueda reutilizar para el mayor número de vanos posible.

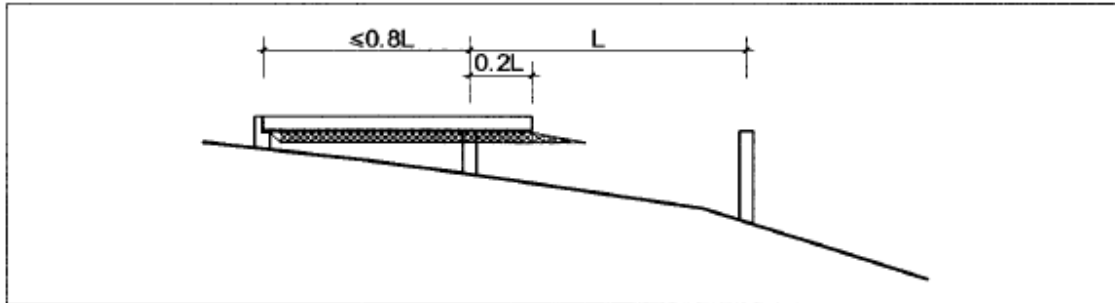
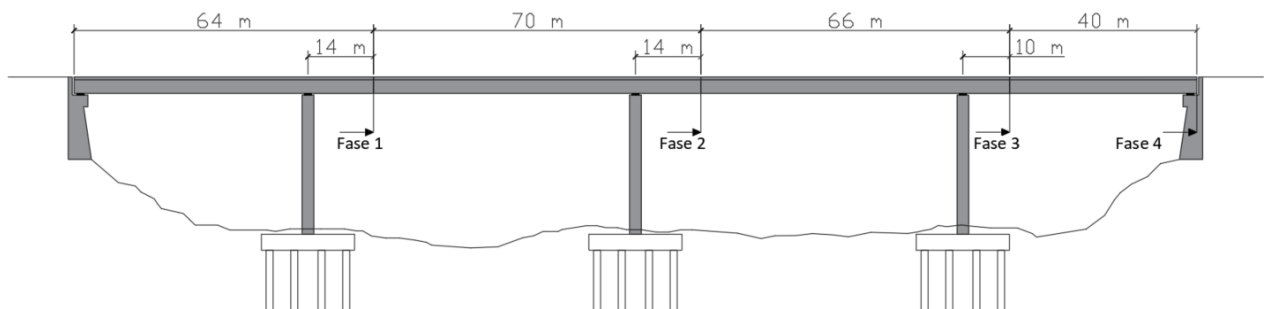


Fig 52. Procedimiento constructivo por tramos sucesivos. Fuente [2]

Siguiendo por tanto las indicaciones de estas dos fuentes, se tomará una distancia de voladizo de $0.2L$, siendo L la longitud del tramo siguiente al que se hormigona.

El esquema de las fases quedaría por tanto de esta forma.



Cabe destacar, que en la ejecución del vano 3, el ultimo voladizo es menor que los otros dos, de 10 metros de longitud, debido a que esta distancia será el 20% del vano extremo.

9.2. Dimensionamiento sección de las juntas.

En esta tipología de proceso constructivo, se requiere dar continuidad al pretensado a través de todos los vanos en cada fase, esto puede hacerse utilizando acopladores para los tendones. Sin embargo, una alternativa muy extendida consiste en realizar solapes, los cuales se anclan en las zonas de las juntas entre vanos en unos resaltos que se consiguen ensanchando las almas de la viga.

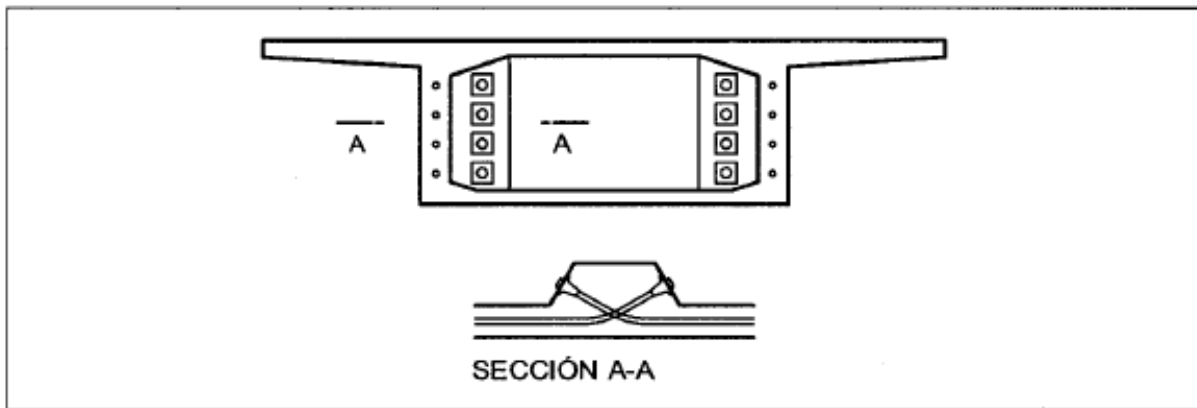
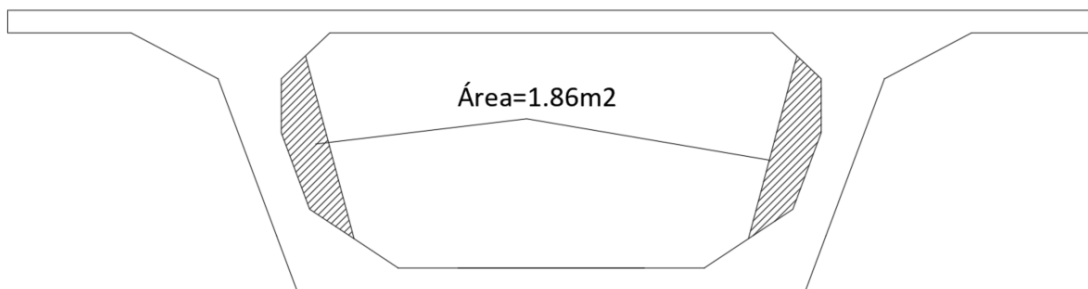


Fig 53. Solapes entre tendones. Fuente [2]

Para el caso particular de este trabajo, el ensanche del alma será el que sigue, aumentando la sección de cada alma un área de 0.93 m^3 y extendiéndose una longitud de 1 metro de largo.

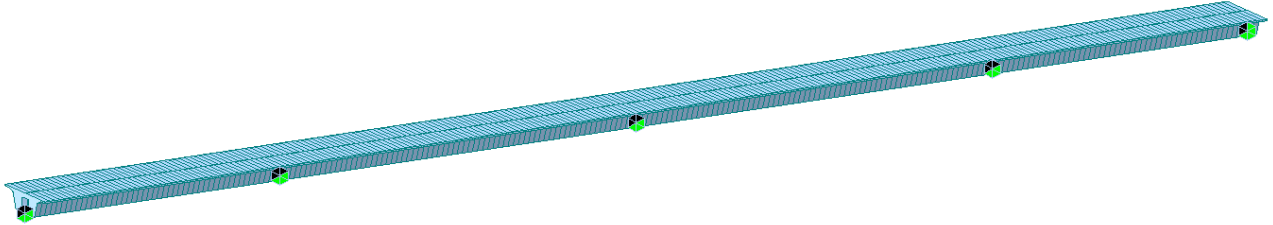


9.3. Condiciones de contorno

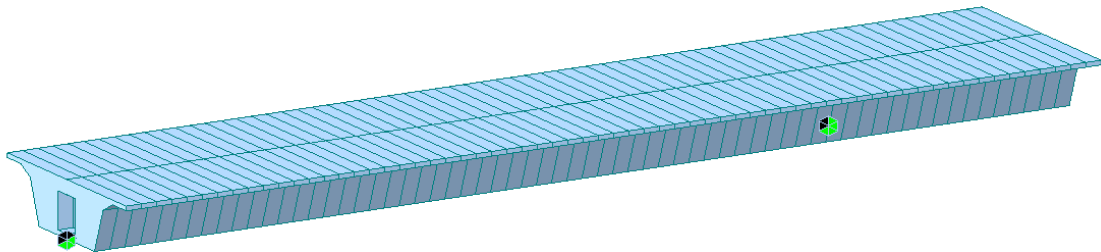
Al igual que para el caso de avance en voladizo, se definirán unas condiciones de contorno en el modelo coherentes con los apoyos que se dispondrán en la realidad.

En primer lugar, destacar que casi todos los apoyos definitivos que se dispondrán serán idénticos, ya que en todos ellos se restringirán los desplazamientos en las direcciones “y” y “z”, (D_y y D_z) y el giro en la dirección “x” (R_x). El único que será diferente será el último en construirse, es decir, el extremo del último vano lateral que apoya sobre el estribo del puente, ya que tendrá todas las restricciones anteriormente mencionadas más los desplazamientos en la dirección “x” (D_x). Esta restricción se establece para impedir los desplazamientos producidos por la frenada y aceleración de los vehículos que circularán por el viaducto.

Estas condiciones de contorno finales serán idénticas a las definitivas del proceso constructivo por avance en voladizo, y deberán ser iguales a las empleadas en proceso por lanzamiento incremental, ya que de esta manera los modelos generados serán lo más parecidos posible entre ellos.



Cabe destacar que, durante el proceso constructivo deberán restringirse los desplazamientos en la dirección “x” en un punto provisional, el cual se ha tomado como el apoyo sobre la primera pila ejecutada.



Este apoyo provisional se mantendrá únicamente hasta que se ejecute el último apoyo sobre el estribo en la fase CS4, momento en el cual este apoyo provisional pasará a ser definitivo con las restricciones de desplazamiento y giro anteriormente mencionadas.

9.4. Definición del pretensado

De forma análoga a como se realizó para el proceso constructivo de avance en voladizo, se utilizarán los diagramas de Magnel para obtener una fuerza óptima de pretensado a partir de los momentos máximos y mínimos que aparecen en la estructura en servicio y durante su construcción. Una vez obtenida esta fuerza de pretensado necesaria, se estimará un número de vainas y se introducirán en el modelo de cálculo, para poder así comenzar a iterar hasta llegar al número óptimo de cordones.

Para este tipo de proceso constructivo, el pretensado que se ha de disponer deberá ser un trazado parabólico, el cual se definirá a partir de conocer cuáles son las zonas donde aparecerán las máximas tracciones. Dependiendo de si las tracciones aparecen en la cara superior o inferior, el trazado de los tendones deberá pasar por la zona más alta o baja posible de la viga respectivamente, siguiendo las ecuaciones de una parábola de segundo grado para definir el trazado de los cables.

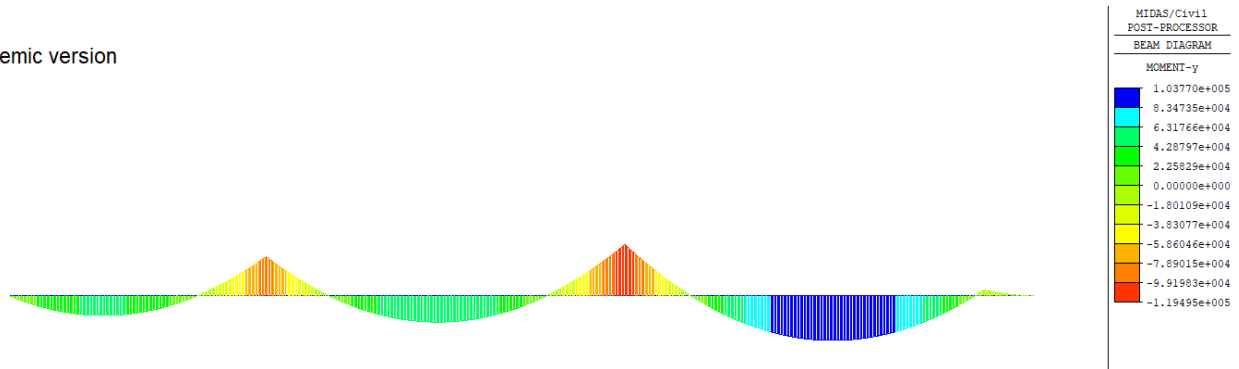
En este tipo de procesos constructivos, se suele optar por tesar por fases, es decir, en cada etapa de construcción

se tesarán los cables, o un grupo de estos, que sean necesarios para contrarrestar las tracciones que aparezcan durante la construcción. Posteriormente se ejecutará siguiente tramo de viga, haciendo que los nuevos tendones de este se solapen a los colocados en la anterior fase.

A continuación, se calcularán los cordones que serán necesarios durante la construcción de la estructura, pero para ello, será necesario obtener primero los momentos máximos negativos y positivos del modelo previos a la introducción del pretensado.

Se observa que, durante la construcción, los momentos críticos se dan durante la etapa de construcción CS3, en la cual se dispone el tercer vano.

Academic version



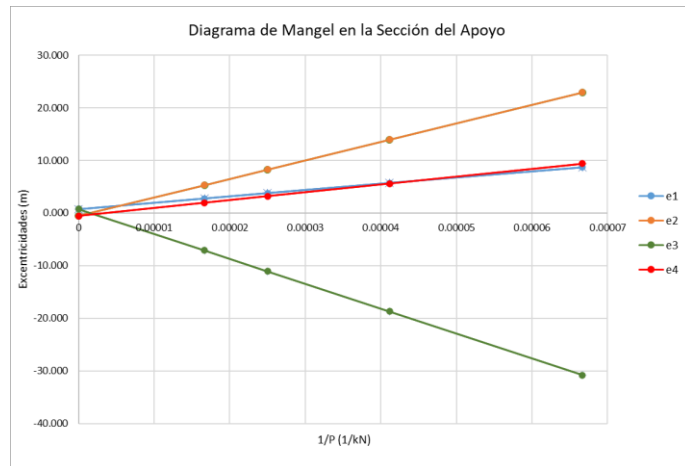
Se observan en esta fase un momento máximo positivo de 110377 kN*m en el centro del vano y un máximo negativo en el apoyo sobre la pila central de 119505 kN*m. A partir de aquí se introducirán estos datos en la hoja de cálculo para obtener las fuerzas de pretensado óptimas.

Variables	Sección del apoyo	Sección del vano
CDG	2.035	2.118
Canto total (m)	3.500	3.500
Iyy	27.022	18.470
As	23.823	10.840
V1	2.035	2.118
V2	-1.465	-1.382
Z1	13.279	8.720
Z2	-18.445	-13.365
K1	0.557	0.804
K2	-0.774	-1.233
σ_{tt}	0	0
σ_{ct}	17550	17550
σ_{cw}	27000	27000
σ_{tw}	0	0
Mt	119505	103779
Mw	119505	103779

Pretensado óptimo (Magnel)		
Popt (kN)	22435.67	12734.38
e1_Popt (m)	6.10	9.38
e4_Popt (m)	6.10	9.38
Pretensado ajustado al nº de cordones		
Ap (mm ²)	16082.92	9128.59
nºcor	114.88	65.20
nºcor (redon)	115	66
P0d (kN)	22459.50	12889.80
e1 (m)	6.10	9.28
e4 (m)	6.09	9.26

Se comprueba de estos cálculos, que la sección crítica serán los apoyos, ya que dan el mayor número de cordones. A partir de aquí, se comenzará a iterar con la distribución de cordones hasta conseguir un número de vainas tal que, cumpliendo las restricciones de separación mínima de las vainas, tenga su excentricidad dentro de la zona delimitada por el diagrama de Magnel.

Pretensado optimizado (Iteraciones)		
nºcor (redon)	350	
POd (kN)	68355	
e1 (m)	2.5226	
e4 (m)	1.6280	
Definición de las vainas		
Nombre vaina (-C15)	31	
nºvainas	11.29	12
nºcables_totales	372	
nºhuecos_vacios	22	
D _{vaina} (m)	0.12	
r _{mecánico} (m)	0.085	
S _{entre vainas} (m)	0.12	
d _{al cdg pret} (m)	0.385	
e _{max} (m)	1.650	
e _{max} - e4 (m)	0.02201	Cumple

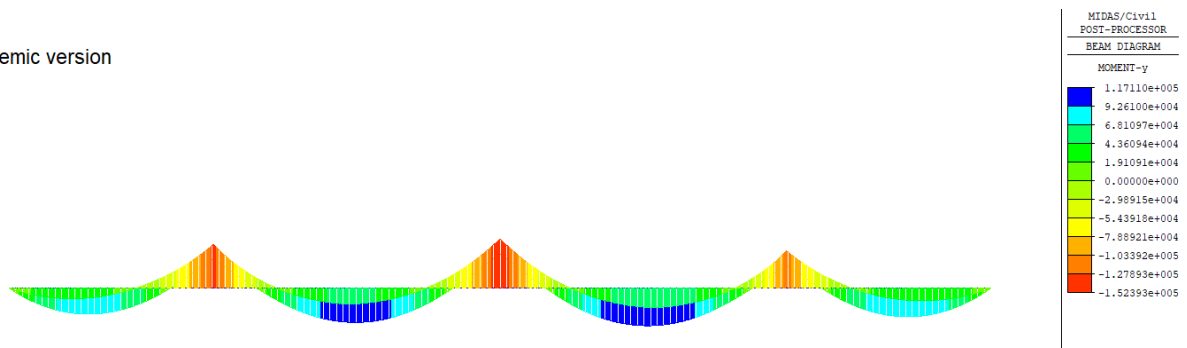


De esta manera se obtienen 350 cordones, colocados en 12 vainas 31C15 del catálogo Fressynet [20], distribuidas 6 de ellas en cada alma.

Se observa que a priori parece un número bastante elevado de cordones para ser tan solo la fase de construcción, lo cual, por el número y diámetro de las vainas pondrá en duda si es posible tesar los tendones por fases o, por el contrario, deberán tesar todos los cordones para cada vano en la misma fase. Sin embargo, esto tiene su explicación, y para ello nos adelantaremos algunos pasos en el proceso constructivo.

Para entender mejor que es lo que está pasando, habrá que observar la ley de momentos flectores de la estructura en servicio.

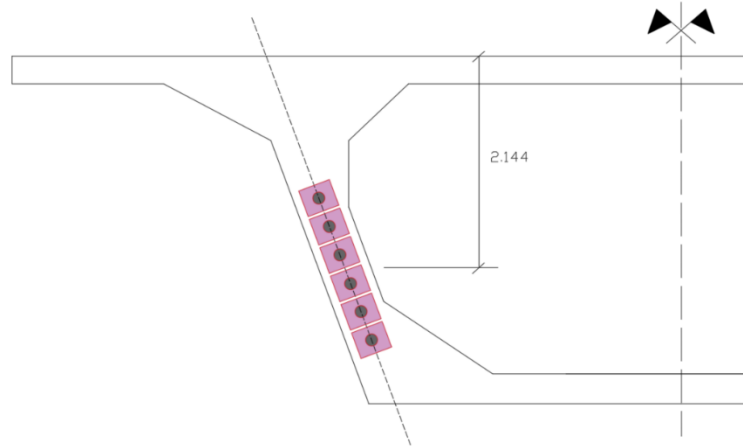
Academic version



Esta ley está dando un momento positivo máximo de 117110 kN*m en el centro del tercer vano, y uno negativo de 152402 kN*m que se da sobre la pila central. Como se puede observar, la diferencia entre los momentos máximos obtenidos durante la construcción y en servicio es bastante pequeña, del orden de 13000 kN*m para los momentos positivos y 32000 para los momentos negativos. Esto da a entender, que para evitar que aparezcan tracciones durante la construcción, será necesario tesar casi la totalidad de los tendones que serán requeridos por la estructura en servicio. Por esta razón, será necesario encontrar la forma de tesar simultáneamente los 6 tendones por alma en cada etapa de construcción, dejando una correcta separación entre las vainas en las zonas de anclaje para colocar los gatos de tesado.

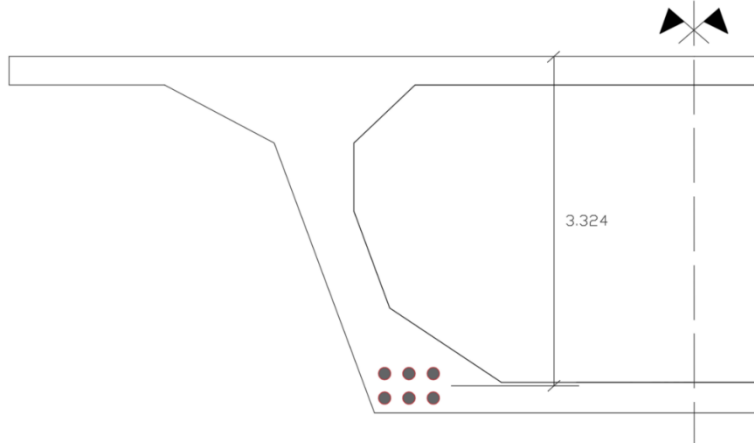
Sabiendo esto, y por simplificar, se definirán los puntos característicos de la geometría del centro de gravedad de cada grupo de tendones para cada fase.

En primer lugar, y de nuevo, volviéndonos a adelantar en el proceso de cálculo, se sabe que finalmente se acabarán colocando 6 vainas 27C15 con 27 cordones cada una, haciendo un total de 162 cordones por alma para la fase de construcción, 324 en total para cada vano. Teniendo en cuenta que las placas de anclaje deberán tener unas dimensiones de 380x320 mm para este tipo de vainas, teniendo en cuenta las indicaciones del catálogo de Fressynet [20], se estimará el centro de gravedad del pretensado para la zona de los anclajes.



De esta forma, se obtendrá el centro de gravedad del pretensado para la zona de los extremos.

De igual forma, y con la intención de optimizar el pretensado lo máximo posible, se llevarán hasta la parte más baja de la viga el mayor número de cables posible en el centro de los vanos, quedando la distribución de la siguiente manera.



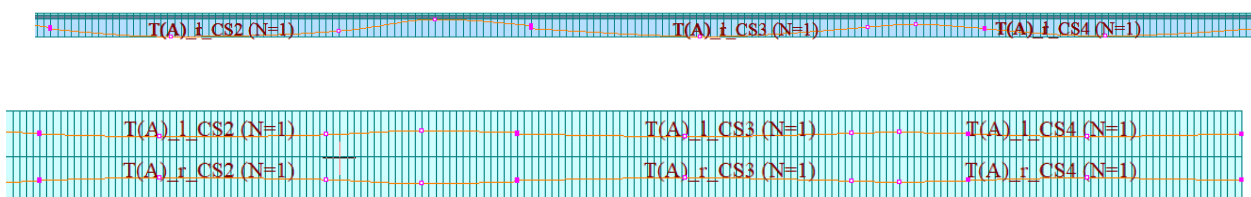
De forma análoga, se realizará este mismo procedimiento para la zona de los apoyos, donde más elevados estarán los tendones. Sin embargo, en estas zonas se tenderá a bajarlos más tal y como se verá a continuación. Para permitir que pretensado viaje por la zona inferior el máximo recorrido posible.

Finalmente, tras un proceso iterativo de comprobación de diferentes trazados y número de cordones, se ha llegado a la siguiente geometría para los tendones.

Fase 1		Fase 2		Fase 3		fase 4	
Posición en x (m)	Posición en z (m)	Posición en x (m)	Posición en z (m)	Posición en x (m)	Posición en z (m)	Posición en x (m)	Posición en z (m)
0.000	-2.144						
22.500	-3.234						
42.500	-1.274						
50.000	-0.539	63.000	-2.144				
64.000	-1.737	64.000	-2.208				
		81.500	-3.324				
		106.000	-2.500				
		120.000	-0.839	133.000	-2.144		
		134.000	-1.743	134.000	-2.190		
				158.500	-3.324		
				183.000	-1.936		
				190.000	-1.539	199.000	-2.144
				200.000	-2.155	200.000	-2.203
						217.500	-3.234
						240.000	-2.144

Como se puede observar, en la fase 3 el trazado de los cables por la zona del apoyo en la tercera pila es más bajo que en resto de pilas, esto es debido a que el máximo momento positivo se dará en el tercer vano, tal y como se ha visto anteriormente.

Del programa obtendremos el trazado del centro gravedad de los tendones de cada alma, lo cuales se han denominado tendones A.



Como se puede comprobar en las anteriores imágenes y tablas, los tendones no siguen un trazado idéntico en todas las fases, esto, aunque no se detalle en esta memoria, ha llevado un largo proceso iterativo en el que los puntos críticos se han ido modificando en función de los valores de las tensiones aparecidas en la estructura. Al no ser idénticos los tramos en cuanto a dimensiones, los esfuerzos originados en estos, tampoco lo serán, y por tanto, por cada tramo ejecutado el pretensado debe adaptarse a las necesidades del mismo.

Se concluye por tanto que para 12 vainas de 27 cordones de 15.2 mm de diámetro distribuidas a partes iguales por ambas almas, la estructura cumple para el Estado Límite de Servicio característico al no superar los 3.8 MPa de resistencia característica a tracción del hormigón. De igual manera, al no aparecer descompresión durante el proceso constructivo, ni superarse la resistencia a compresión del hormigón, se comprueba la validez de estos cálculos.

9.5. Etapas constructivas

En este apartado se detallarán las diferentes acciones que se realizarán en cada una de las etapas constructivas del puente, así como su duración en el tiempo y especificando de qué manera se han introducido en el modelo de cálculo.

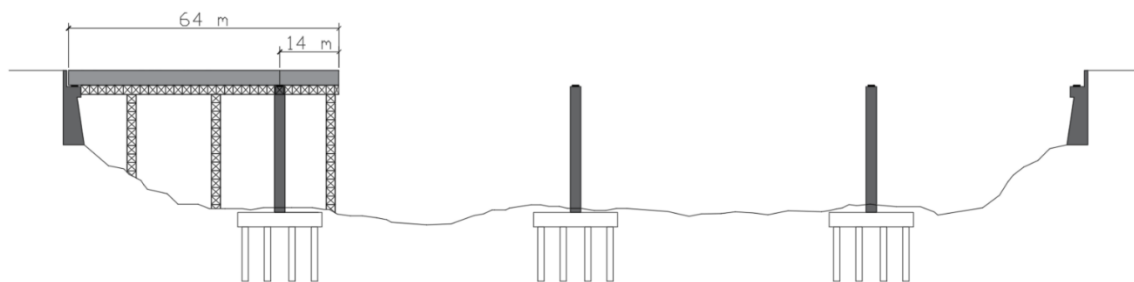
A diferencia con los otros dos modelos creados en el desarrollo de este estudio, para este modelo las etapas constructivas se han definido manualmente en el software utilizando las herramientas que este brinda.

Dado que este proceso constructivo posee tan solo cuatro etapas de construcción, se comentarán todas y cada una de ellas.

9.5.1. Etapa 1

Para comenzar, esta etapa se iniciará tras la construcción del primer estribo y pila, en los cuales se apoyará la viga. Se procederá a construir las torres necesarias para soportar la cimbra y colocar sobre esta el encofrado, donde se verterá el hormigón fresco.

En esta etapa se hormigonará los 50 metros del primer vano lateral más el 20% de la longitud total del siguiente vano, el cual será un voladizo 14 metros de longitud. A continuación se mostrará un plano del tramo ejecutado en esta etapa.



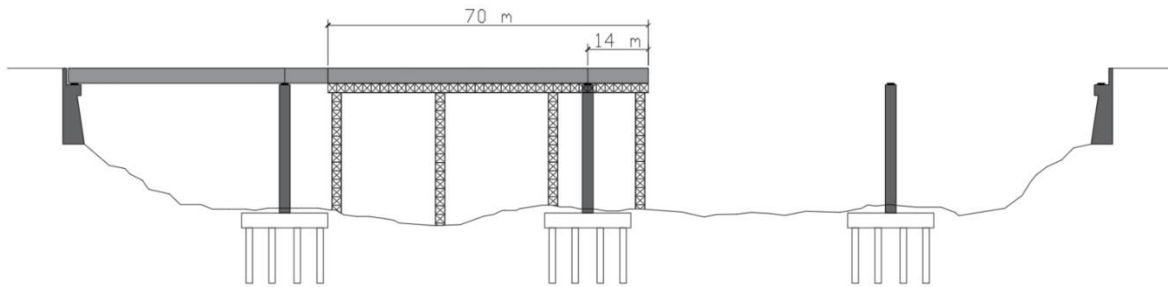
Los apoyos colocados cumplirán con las condiciones de contorno establecidas anteriormente en este apartado, destacando la colocación del apoyo fijo provisional en la primera pila.

En cuanto al tiempo de ejecución de esta etapa, la Instrucción de Obras de paso de nueva construcción [2], establece unos rendimientos medios de 1-2 semanas de ejecución por fase para construcción por medio de cimbra autoportante, mientras que para los casos de cimbra cuajada o cimbra con torres como es el caso, establece unos plazos de 2-3 semanas. Esto es debido a que habría que desmontar y volver a montar la cifra para la siguiente fase, ya que los trabajos de hormigonado y tesado tendrían la misma duración. Por ello, se escogerá una duración de 20 días para esta fase, donde el hormigón se introduce en el modelo con una edad de 7 días.

9.5.2. Etapa 2

Para esta etapa, se volverá a montar la cimbra anteriormente retirada, reutilizando la misma estructura adaptándola a la longitud exacta del tramo ejecutado en esta fase.

En esta segunda etapa, se hormigonará un tramo de 70 metros de largo a partir del voladizo anteriormente



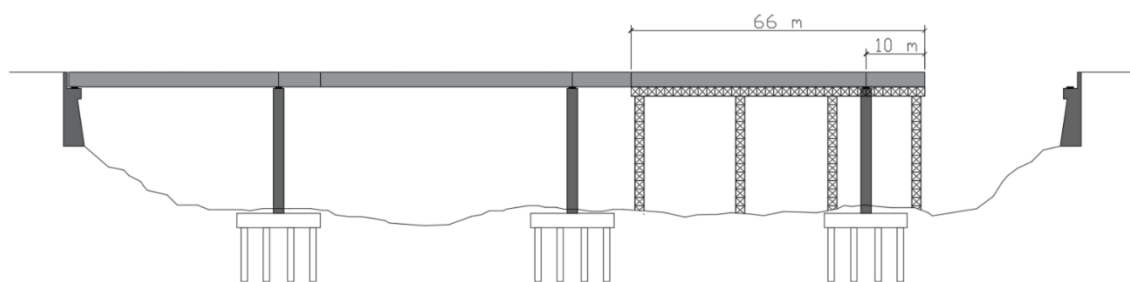
ejecutado. 56 metros será la distancia que quedará por cubrir del segundo vano, mientras que nuevamente se ejecutarán 14 metros en voladizo del tercer vano de la estructura.

En esta etapa, los tendones colocados para soportar los esfuerzos que aparecerán en este tramo se anclarán en el ensanche del alma en la sección junta, permitiendo así el solape de estos tendones con los del tramo anterior, lo cual será uno de los elementos de unión entre los diferentes tramos ejecutados.

Una vez tesados todos los cordones, se retirará de nuevo la cimbra tal y como se hizo en la etapa anterior. De igual manera, se vuelve a establecer la hipótesis de que todos estos procesos tendrán una duración de 20 días, ya que la distancia del tramo ejecutado es similar a la anterior.

9.5.3. Etapa 3

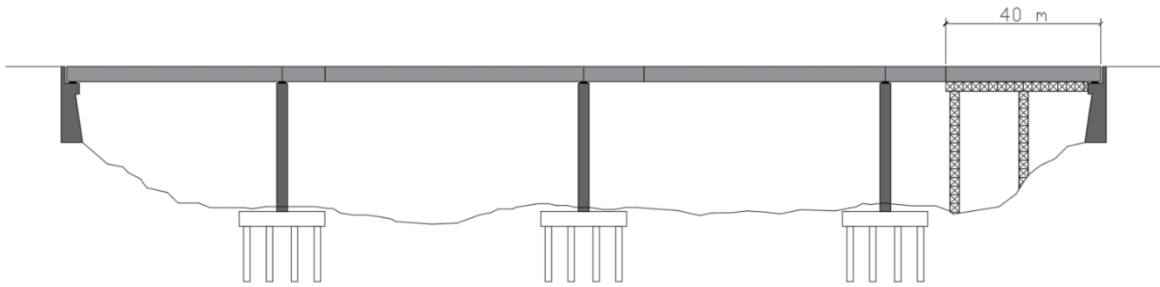
Esta etapa será idéntica a la anteriormente desarrollada en cuanto al proceso y los plazos de ejecución, con la única diferencia de la variación de la distancia en el tramo en voladizo. Esto se debe a que el siguiente tramo a ejecutar será el perteneciente al último vano lateral, de 50 metros de longitud total, lo cual hará que, según la premisa seguida hasta ahora, la distancia de la pila al extremo del voladizo tenga que ser un 20% de la longitud del siguiente vano que se construya, es decir, 10 metros. Esto hará que el tramo hormigonado en esta fase tenga una distancia total de 66 metros, tal y como se verá a continuación.



De nuevo, al tratarse de una similar a las anteriormente ejecutadas, se volverá a establecer una duración de 20 días para esta fase.

9.5.4. Etapa 4 y puesta en servicio

Finalmente, se ejecutará el último tramo a partir del voladizo construido en la etapa anterior. El tramo hormigonado en esta fase será el más pequeño de todos, ya que tan solo quedarán 40 metros de luz por cubrir hasta llegar al estribo.



Al tratarse del tramo más pequeño, no será necesario montar de nuevo una cimbra tan grande ni tantas torres, por lo tanto, se estimará una duración de 15 días para esta fase, haciendo que la ejecución total del puente se haya realizado en 75 días de trabajo.

En esta última fase, se deberá sustituir el apoyo provisional fijo colocado en la primera pila por uno que no restrinja los desplazamientos en la dirección "x", ya que esta restricción pasará a encontrarse en los apoyos del último tramo ejecutado en el estribo.

Una vez realizadas todas las labores de construcción, el puente puede entrar en servicio.

10. MODELO PARA LA CONSTRUCCIÓN POR LANZAMIENTO INCREMENTAL

Para concluir con este capítulo, se desarrollarán todas las hipótesis y cálculos que se han llevado a cabo para creación de un modelo de cálculo para el último de los procesos constructivos estudiados, el lanzamiento incremental o *Incremental Launching Method (ILM)* en inglés.

10. Parámetros del modelo. Hipótesis iniciales.

En este apartado se definirán las características técnicas del puente ejecutado, detallando la información que se introduce en el *software*. De igual manera, se justificarán las hipótesis establecidas, ya que, por lo general, el proceso de cálculo no ha sido tan intenso ni específico como para dimensionar todos los elementos auxiliares involucrados con exactitud, aunque sí se ha realizado un predimensionamiento de los mismos, cuyo proceso se detalla en los apartados que siguen a este.

En primer lugar, se mostrará la ventana del en la cual se definen los parámetros generales del modelo.

The screenshot displays the 'ILM Model' software interface with several configuration panels:

- Bridge Information (Red box):** Includes 'Element Length' (1 m), 'Stage Duration' (12 days), 'Radius' (0 m), 'Segment Age' (7 days), 'Launching Nose Material' (3: S275), 'Section' (3: Nariz de lanzam), and 'Length' (46 m).
- Bridge Model (Red box):** Includes 'Material' (1: HP-45), 'Section' (1: Sección vano), 'Segment Length' (0 m), 'Repeat' (1), and a table of segment lengths.
- Boundary Condition (Green box):** Includes 'Final' and 'Temporary' radio buttons, a table of boundary conditions, and 'Temporary Boundary Position' settings.

No.	Length
1	15
2	15
3	15
4	15
5	15
6	15
7	15
8	15
9	15
10	15

Distance	Type
0	Support
1	None
2	None
3	None
4	None
5	None

No.	Length
1	240
2	15
3	15
4	16

En esta primera ventana, se definirán tanto las características geométricas y la información de la duración de cada etapa, en los recuadros de color rojo, como las condiciones de contorno finales y provisionales, marcado en verde.

Se definirá inicialmente el número de elementos en los que interesa que se divida el puente, optando en este caso

por elemento de 1 metros de ancho para poder observar con mayor precisión los esfuerzos que aparecen en el modelo.

Seguidamente se establecerá una duración de 12 días por etapa, en las cuales se incluirá la construcción de las dovelas, a las cuales se les dará unos 7 días para que el hormigón alcance una resistencia característica suficiente, y en los días restantes se tesarán los cables de pretensado y se retirará el encofrado para comenzar la fase de hormigonado de la siguiente dovela.

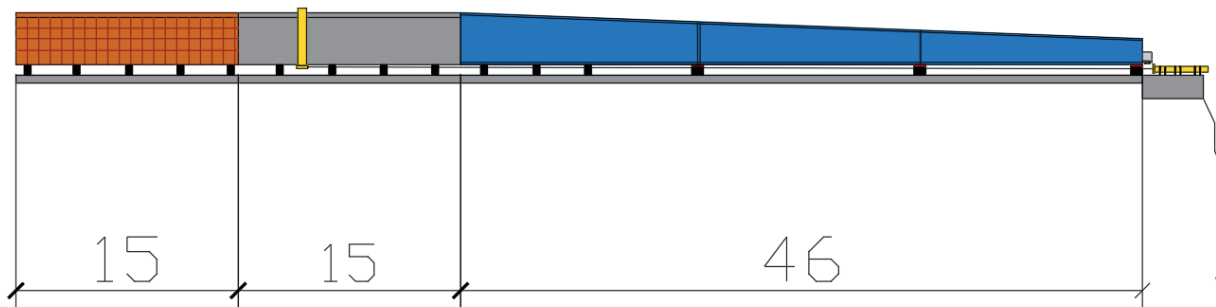
A continuación, se define la longitud que deberá tener el pico de lanzamiento, para la cual se ha decidido tomar el valor del 65% de la longitud del vano central [16], lo que se traduce en una longitud para este elemento de 46 metros desde el extremo a su fijación en el dintel. La justificación de la longitud y propiedades de la sección de la nariz de lanzamiento se desarrollará con mayor detalle en los siguientes apartados.

El número de dovelas ejecutadas dependerá de la longitud que se les dé a las mismas. Sabiendo que el rango de fabricación de estas dovelas "in situ" es de 10 a 25 metros [10], se ha decidido tomar una longitud de 15 metros para cada dovela. Esto se traduce en que para cubrir los 240 metros de longitud que posee el puente estudiado serán necesaria la ejecución de 16 dovelas en total.

Cabe destacar que, debido a la fuerte unión que se realiza entre dovelas por medio de los cables de pretensado, la posición en la que acaben las juntas entre dovelas al finalizar el puente carece de importancia, ya que, por otra parte, al ser empujado el puente, estas dovelas sufrirán una ley de momentos flectores cambiante durante su construcción.

En cuanto a la planta de fabricación de dovelas, se deberá colocar lo suficientemente apartada del extremo del estribo para que se pueda anclar y montar correctamente en este espacio la nariz de lanzamiento, por lo que tendrá una longitud de 46 metros. Detrás de este tramo, se colocará la planta de fabricación, la cual contará con 30 metros de longitud, suficiente tamaño para albergar dos dovelas al mismo tiempo y poder ejecutar así en buenas condiciones la unión por pretensado de ambas dovelas.

A continuación, se muestra un pequeño esquema de la planta utilizada.



Toda la parte de introducción de las condiciones de contorno se desarrollará más extensamente en el apartado referente a estas.

10.2. Predimensionamiento del pico de avance

En este apartado se realizará un predimensionamiento del pico de avance, un elemento auxiliar fundamental para este tipo de proceso constructivo, ya que tiene la función de reducir el peso propio del voladizo que se generará durante el proceso de empuje, lo cual evitará que la viga de hormigón requiera de cantidades totalmente irreales de armadura.

Este elemento normalmente está formado por dos elementos longitudinales bien formados por perfiles metálicos en I o por celosías, arriostrados entre sí por medio de barras montantes y diagonales. Sin embargo, en el modelo creado, la forma de este se simplificará a la de una viga en I con una altura igual a la del tablero en la zona de unión con él, la cual se irá reduciendo según se aleje del borde del dintel. Esta reducción del canto de la viga se hace con la intención de reducir el peso propio lo máximo posible en el extremo, lo cual se traducirá en una reducción de los momentos flectores negativos que aparecerán en los apoyos de las pilas.

Para la obtención de las propiedades de esta viga que sustituirá a la nariz, nos basaremos en las comprobaciones y estudios realizados por autores como Manterola [1] o Rosignoli [10], así como de las conclusiones aportadas por diferentes artículos de investigación [15], [16]. Todos ellos establecen que la obtención de una longitud óptima para el pico de lanzamiento se obtendrá de un proceso iterativo individual para caso. Sin embargo, a través de estudios empíricos establecen una serie de relaciones entre parámetros geométricos y resistentes de las vigas que aportarán una solución que no distará mucho de la que se deba tomar en la realidad.

Para ello se definirán los siguientes parámetros.

- q : Carga por unidad de longitud de la viga de hormigón.
- q_n : Carga por unidad de longitud de la nariz.
- L : Longitud del vano más largo.
- L_n : Longitud de la nariz.
- EI : Rigidez del tablero.
- $E_n I_n$: Rigidez de la nariz.

La conclusión de estos autores es que el mejor valor para la longitud del pico de avance será aquella que haga que se iguale el máximo momento en el instante de mayor voladizo, con el momento máximo obtenido en el instante en el que el tablero llega a la pila. Para ello se establecen las siguientes relaciones.

$$\alpha = \frac{L_n}{L} = 0.65; \quad \beta = \frac{q_n}{q} = 0.1; \quad \gamma = \frac{E_n * I_n}{E * I} < 0.2$$

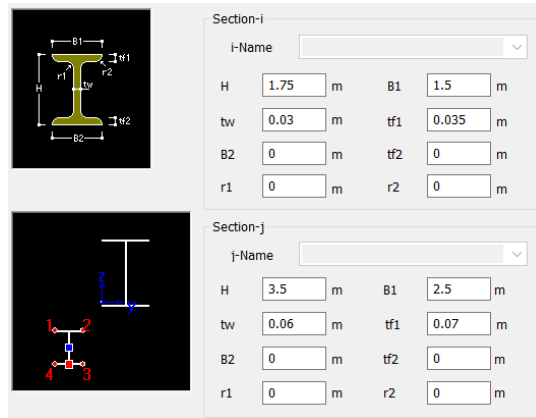
En primer lugar, se obtendrá el valor de la longitud de la nariz de lanzamiento.

$$L_n = 0.65 * L = 45.5 \approx 46 \text{ m}$$

A continuación, el peso por unidad de longitud del pico.

$$q_n = 0.1 * q = 27.4 \text{ kN}$$

Sabiendo que se utilizará un acero S275 de peso $\gamma_n=78.5 \text{ kN/m}^3$, el área media de la viga deberá ser 0.35 m^2 . De esta manera, se dimensionan dos secciones cuya área media sea la obtenida anteriormente.



Por último, se deberá comprobar si de esta forma se cumple la relación entre las rigideces establecida. Para ello se deberán obtener las inercias de las secciones, las cuales son proporcionadas por MIDAS una vez estas se han introducido.

$$I_{yy}^{(n)} = 0.689 \text{ m}^4; I_{yy} = 19.07 \text{ m}^4$$

Los módulos elásticos serán los siguientes.

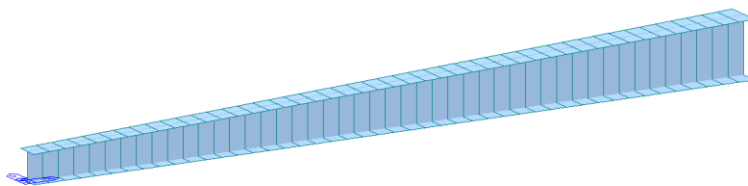
$$E_n = 200 * 10^3 \text{ MPa}$$

$$E = 22000 * \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 36283.2 \text{ MPa}$$

Se comprueba por tanto que la relación cumple la restricción establecida.

$$\gamma = \frac{E_n * I_n}{E * I} = 0.199 < 0.2$$

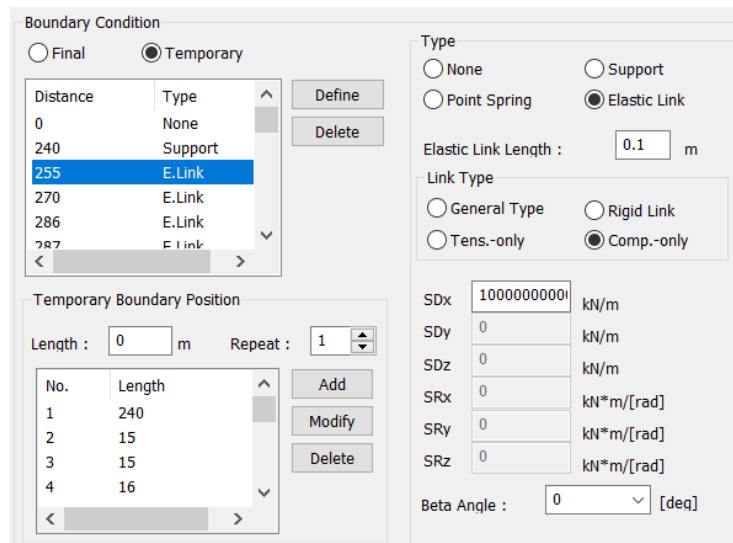
De esta forma, la viga que simulará el comportamiento de la nariz de lanzamiento en el modelo quedará dimensionada.



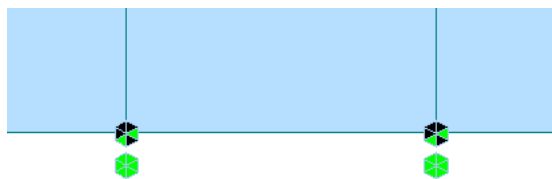
10.3. Condiciones de contorno

En este proceso constructivo, la necesidad de establecer correctamente condiciones de contorno durante la construcción es de vital importancia, ya que, para poder simular el avance de la viga, será necesario definir los apoyos deslizantes sobre los cuales se apoyará el tablero.

Estas condiciones de contorno se crearán para definir el avance en todas las etapas constructivas, incluyendo el parque de fabricación de dovelas hasta la zona de deslizamiento y en las pilas y estribos.

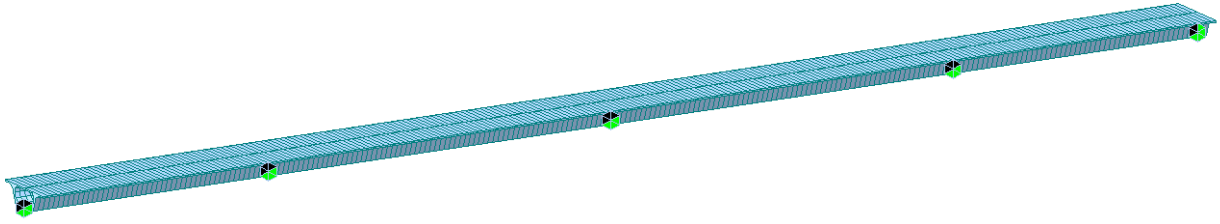


Para el parque de fabricación y la zona de deslizamiento, se definirán unos *elastic link* para simular los apoyos deslizantes, los cuales estarán compuestos por un apoyo con todos los desplazamientos y giros restringidos y otro apoyo con restricciones para el giro en “x” (Rx) y el desplazamiento en “y” (Dy). Estos dos nodos estarán unidos por medio de un *elastic link* únicamente de compresión. De esta manera, el *software* genera una simulación el avance de las dovelas desde el parque de fabricación.



Cada una de las etapas que genera el modelo reflejarán un avance de 1 metro, por lo tanto, las condiciones de contorno irán apareciendo automáticamente en el nodo que corresponda de la estructura, simulando así el paso de todas y cada uno de estos elementos por los apoyos necesarios para que se complete el avance.

De igual manera, se dispondrán en los nodos correspondientes las condiciones de contorno definitivas, las cuales reflejarán las restricciones de los apoyos definitivos, siendo estos idénticos a los establecidos para los otros dos modelos de cálculo.



Como se puede comprobar, nuevamente todos los apoyos restringirán el giro en “x” y los desplazamientos en las direcciones “y” y “z”, con la diferencia de que en uno de los estribos se restringe también el desplazamiento en la dirección “x”.

10.4. Definición del pretensado

En este apartado, tal y como se viene haciendo hasta ahora en los procesos constructivos anteriormente estudiados, se realizarán los cálculos necesarios para definir el pretensado más adecuado teniendo en cuenta los esfuerzos que solicitan a esta estructura.

Según establecen los autores consultados [14], se intuye que el pretensado a disponer contará con un pretensado superior recto, otro inferior de trazado también recto, cuya función será la compensar las tracciones durante el proceso constructivo y, en caso de ser necesario, un trazado parabólico destinado a soportar las cargas en servicio.

Esta disposición de pretensado parece a priori la más lógica si se analiza detenidamente, ya que se sabe que este proceso constructivo, al consistir en el lanzamiento del tablero, producirá una ley de momentos flectores evolutiva según avancen las fases de empuje. Esto hará que la mayoría de las secciones del tablero se vean sometidas a momentos flectores positivos y negativos durante el proceso de construcción, lo cual provocará lógicamente que se deba disponer de un pretensado inferior y superior a lo largo de toda la longitud del tablero.

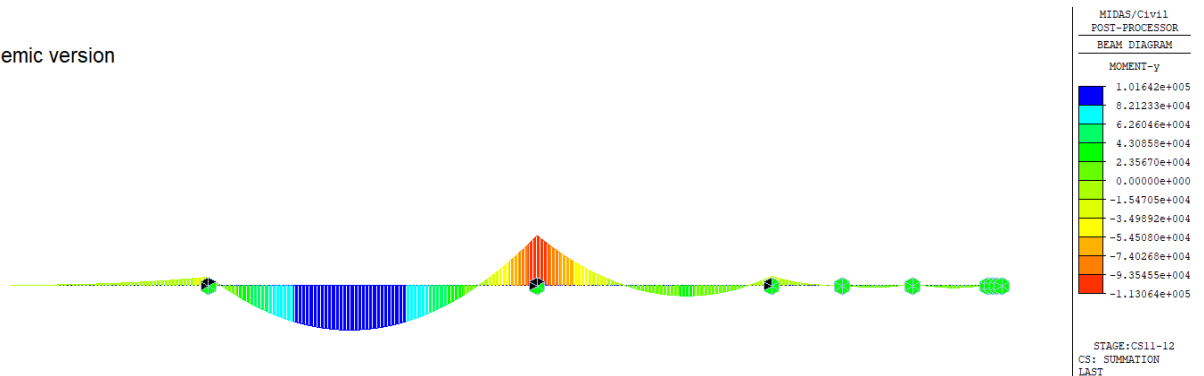
Cabe destacar que el *software* realiza la unión de las dovelas por medio de los tendones superiores e inferiores, de modo que la mitad de los cables se tesarán en la fase de fabricación de esta, mientras que el resto pasarán por esa misma dovela y la siguiente ejecutada, tesándolos al final de esta misma.

Una vez establecidas estas premisas, se procederá al cálculo de la cuantía de armadura activa, el cual se realizará utilizando los diagramas de Magnel, tal y como se viene haciendo hasta ahora.

Para este caso en concreto, el modelo creado reportará muchos resultados, ya que consta de 16 fases de construcción, cada una de ellas dividida en 15, ya que el avance se registrará metro a metro. Es por esto por lo que para obtener los momentos máximos se han exportado los resultados a una hoja de Excel, gracias a la cual se han podido obtener los valores críticos y se ha identificado la etapa a la que corresponden.

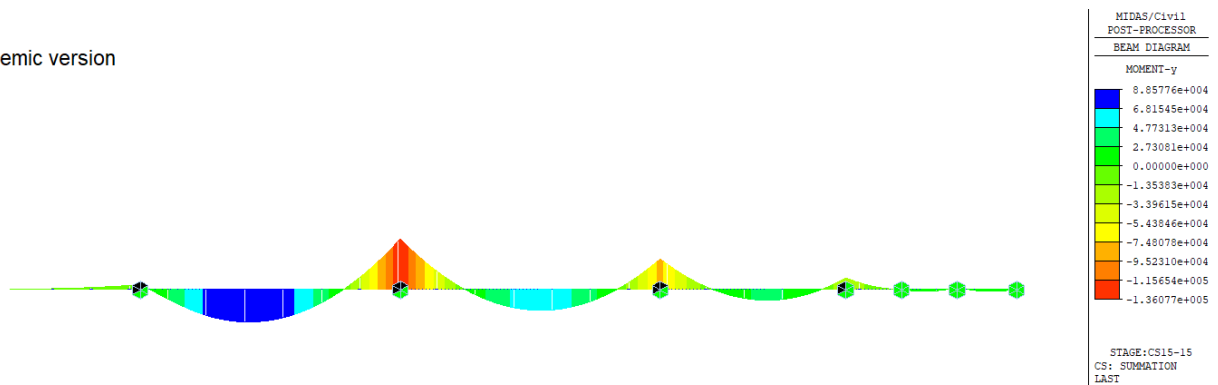
Se observa que los momentos positivos máximos durante la construcción aparecen en la fase CS11-12, en la cual la nariz de lanzamiento ya ha pasado el apoyo en la pila central, pero el tablero no ha llegado aún a este. Se obtiene un valor del momento flector positivo máximo de 101395.89 kN*m tal y como se muestra a continuación.

Academic version



Sin embargo, el momento máximo negativo se da en dos fases posteriores muy próximas entre ellas, la fase denominada como CS15-15 y la CS16, las cuales reflejan la situación en la que la nariz de lanzamiento está apoyada en la tercera pila, sin haber llegado aún el tablero a esta. Para este caso se obtendrá un momento negativo máximo de -138148.68 kN*m sobre apoyo en la pila central.

Academic version



Una vez obtenidos estos datos, se procede a introducir los datos en la hoja de cálculo para obtener las fuerzas de pretensado óptimas.

Para este caso, como los diafragmas aún no se han ejecutado durante el proceso de empuje, las secciones utilizadas para el cálculo serán las huecas que normalmente se colocarían solo en los vanos. Al separar el problema en dos problemas aislados, el de la sección hueca sometida a flexión negativa y el otro a flexión positiva, se obtendrán los pretensados necesarios para cada caso, pudiendo así obtener el pretensado superior e inferior respectivamente.

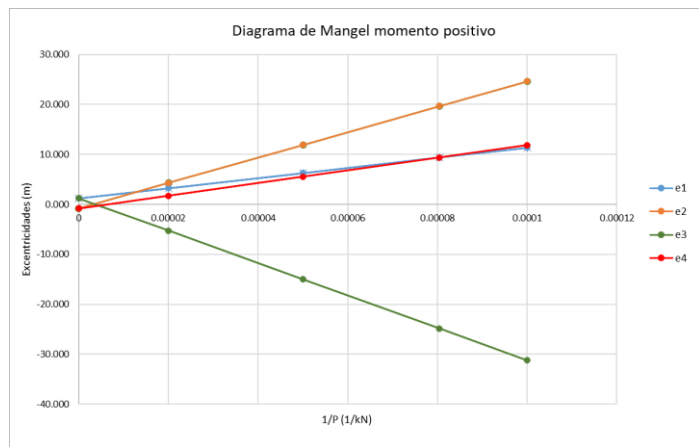
A continuación, se muestran las tablas de cálculos.

Variables	Positivo	Negativo
CDG	2.118	2.118
Canto total (m)	3.500	3.500
l _{yy}	18.478	18.478
As	10.840	10.840
V1	2.118	2.118
V2	-1.382	-1.382
Z1	8.724	8.724
Z2	-13.370	-13.370
K1	0.805	0.805
K2	-1.233	-1.233
σ_{tt}	0	0
σ_{ct}	17550	17550
σ_{cw}	27000	27000
σ_{tw}	0	0
Mt	101396	138149
Mw	101396	138149

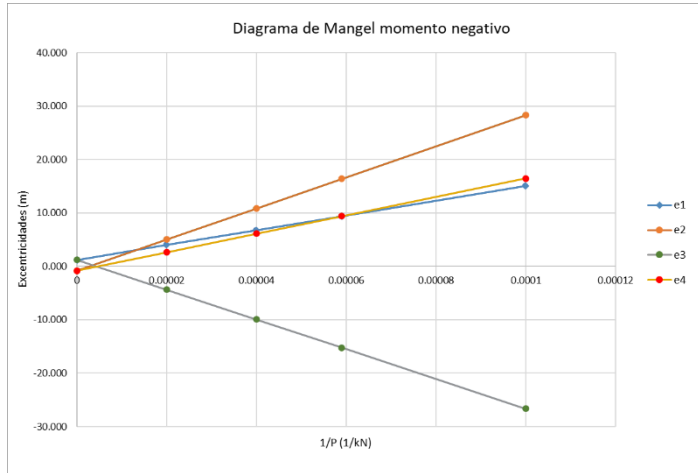
Pretensado óptimo (Mangel)		
Popt (kN)	12436.57	16944.43
e1_Popt (m)	9.39	9.39
e4_Popt (m)	9.39	9.39
Pretensado ajustado al nº de cordones		
Ap (mm ²)	8915.11	12146.55
nºcor	63.68	86.76
nºcor (redon)	64	87
P0d (kN)	12499.2	16991.1
e1 (m)	9.3456	9.3641
e4 (m)	9.3354	9.3585

Seguidamente se realizará el ajuste para ambos pretensados, teniendo en cuenta que las excentricidades que se obtienen son completamente inviábiles, por lo que se deberá incrementar en número de cables hasta que la excentricidad del centro de gravedad de estos caiga dentro de las losas superior e inferior según corresponda.

Pretensado optimizado. Momento positivo	
nºcor (redon)	235
P0d (kN)	45895.5
e1 (m)	3.443
e2 (m)	4.741
e3 (m)	-5.837
e4 (m)	1.957
Definición de las vainas. Pret. inferior	
Nombre vaina (-C15)	25
nºvainas	9.40
nºcables_totales	250
nºhuecos_vacíos	15
D _{vaina} (m)	0.11
r _{mecánico} (m)	0.095
d _{al cdg pret} (m)	0.15
e _{max} (m)	1.968
e _{max} - e4 (m)	0.01122
	Cumple



Pretensado optimizado. Momento negativo		
nºcor (redon)	434	
P0d (kN)	84760.2	
e1 (m)	2.863	
e2 (m)	2.631	
e3 (m)	-2.053	
e4 (m)	1.233	
Definición de las vainas. Pret. superior		
Nombre vaina (-C15)	31	
nºvainas	14.00 14	
nºcables_totales	434	
nºhuecos_vacios	0	
D _{vaina} (m)	0.12	
r _{mecánico} (m)	0.08	
d _{al cdg pret} (m)	0.14	
e _{max} (m)	1.242	
e _{max} - e4 (m)	0.00948	Cumple

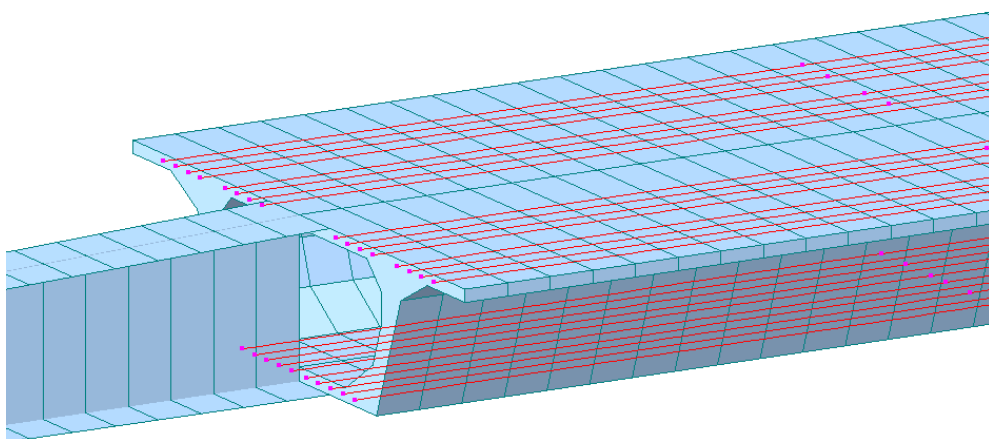


De estos cálculos se obtendrá para el pretensado inferior 10 vainas 25C15 del catálogo de Fessynet [20] de 25 cordones cada una, haciendo un total de 250 cordones en total. Para el pretensado superior se dispondrán 434 cordones dispuestos en 14 vainas 31C15 de 31.

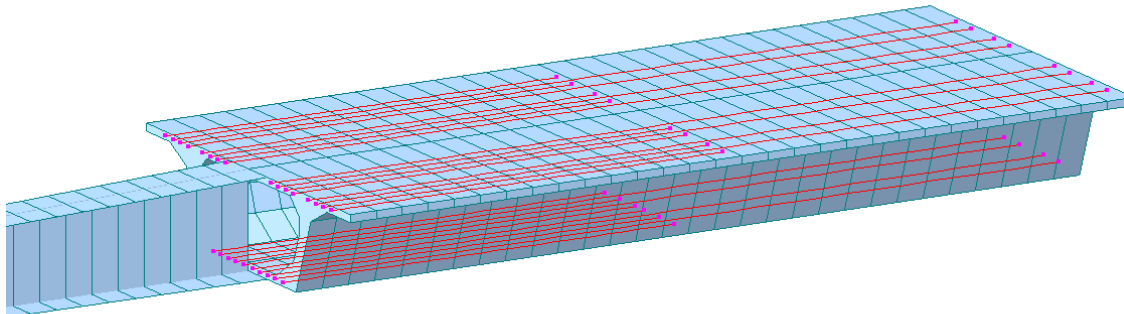
Finalmente, y como ha ocurrido en todos los modelos anteriormente creados, tras introducir estas cuantías de cables en MIDAS, se ha comprobado que necesitarían un reajuste, por lo que se ha llevado a cabo un proceso iterativo con la intención de reducir lo máximo posible el número de cordones tesados durante la construcción. Esto llevará a que para el pretensado superior se acaben disponiendo 16 vainas 25C15, mientras que para el pretensado inferior será necesario aumentar la cuantía de armadura activa, disponiendo finalmente 10 vainas 31C15.

Se puede afirmar por tanto que el pretensado necesario para cumplir la restricción de que no aparezcan tracciones en la viga durante la construcción será de 710 cordones, 400 para el pretensado superior, y 310 para el inferior.

Se introduce el trazado de cada uno de los cables de pretensado para obtener la siguiente disposición.



En cuanto a la unión de las dovelas por medio del pretensado, se verá representada en la siguiente imagen obtenida del programa.

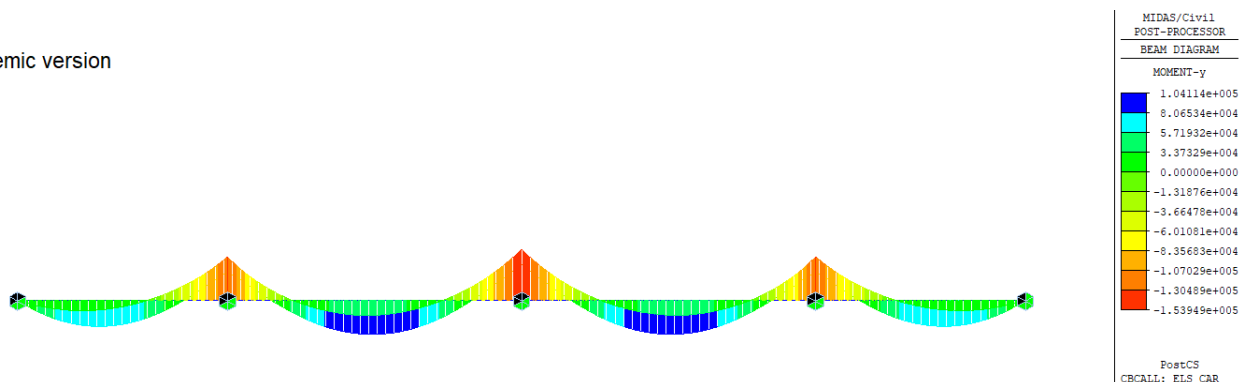


En ella se comprueba como la mitad de los cables de una dovela pasan a tesar en el extremo de la siguiente, ejecutando de esta manera la unión entre ellas y reduciendo así el número de cordones que será necesario tesar.

Una vez dispuesto el pretensado necesario durante la construcción, se procederá a calcular la cantidad de pretensado extra necesaria para soportar las tracciones en servicio. Este pretensado tendrá un trazado parabólico.

Al igual que para el pretensado durante la construcción, se obtendrán los momentos máximos en servicio, los cuales serán los que se muestran en el siguiente diagrama.

Academic version



Se observa como la diferencia entre los momentos máximos obtenidos en servicio, serán muy similares a los máximos que aparecieron durante el proceso de construcción. Por esta razón, se deciden comprobar los límites tensionales en servicio únicamente con el pretensado dispuesto durante la construcción para ver si cumple.

Sabiendo que en la comprobación del estado límite de servicio característico no pueden aparecer tracciones superiores a 3.8 MPa, al observar los resultados, se comprueba que la estructura ya cumple los estados tensionales en servicio con la armadura activa dispuesta, por lo que no será necesario añadir más cordones a parte de los 710 ya tesados.

10.5. Etapas constructivas

Para finalizar la definición del modelo de cálculo creado para simular la construcción del puente estudiado por medio del método de lanzamiento incremental, se desarrollarán en este apartado las etapas constructivas realizadas por el modelo, definiendo en cada una de ellas las actividades realizadas y las cargas que aparezcan, así como su duración.

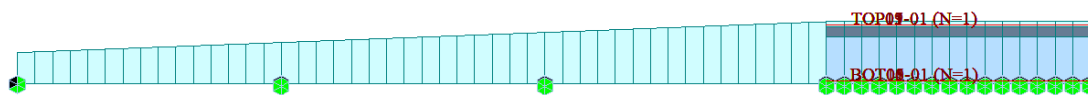
En este modelo aparecerán un total de 290 etapas, entre las cuales no se aprecia una gran diferencia, dado que, como se ha mencionado anteriormente, cada etapa representará un avance de un metro. Es por esta razón que se mostrarán a continuación las etapas más relevantes del proceso.

Por último, y por no ser reiterativos en los datos aportados, cabe recordar que por cada etapa de construcción, tesado del pretensado y avance de los primeros 15 metros de las dovelas, se ha establecido una duración de 12 días, en los que el hormigón se introduce con una edad de 7 días.

10.5.1. Etapa 1: CS1

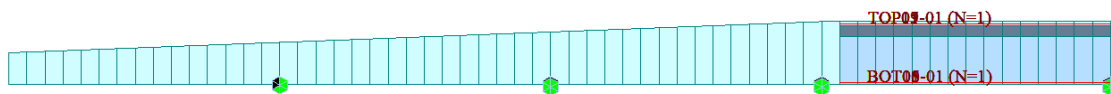
Esta primera etapa representará la instalación del pico de avance y la construcción de la primera dovela, así como el tesado de la mitad de los cordones de esta.

Como resulta lógico, estos trabajos se comenzarán a partir de la ejecución de las pilas, apoyos auxiliares y deslizantes, preparación del parque de fabricación e instalación del sistema de empuje.



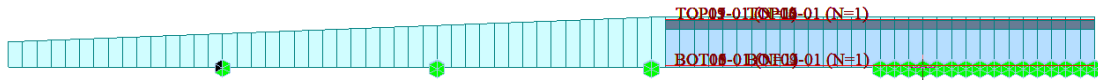
A la izquierda en esta imagen obtenida del programa, se puede observar el apoyo de la punta de la nariz en el apoyo del estribo. A la derecha del todo, se observan las condiciones de contorno que definen el parque de fabricación, mientras que en medio de las dos se encuentra la zona de deslizamiento, donde las dovelas servirán de contrapeso para comenzar el voladizo durante el avance.

Esta etapa englobará 15 subetapas, las cuales representan el avance metro a metro de la dovela, siendo la última, la CS1-15, la que mostrará hasta donde ha avanzado el conjunto nariz-dovela antes de la construcción de la primera dovela, la cual ya hará dejado por completo el parque de fabricación.



10.5.2. Etapa 2: CS2

Esta etapa es la siguiente a la CS-15, y se va a destacar para mostrar como el programa añade la construcción de la nueva dovela, añadiendo a su vez de nuevo las condiciones de contorno que representan el parque de fabricación.



Tal y como se ha comentado anteriormente, en esta fase se tesarán la segunda mitad de los cables de la segunda dovela, los cuales se tesarán desde el extremo de la segunda, siendo por tanto estos la primera mitad de cables tesados de la dovela fabricada en esta etapa.

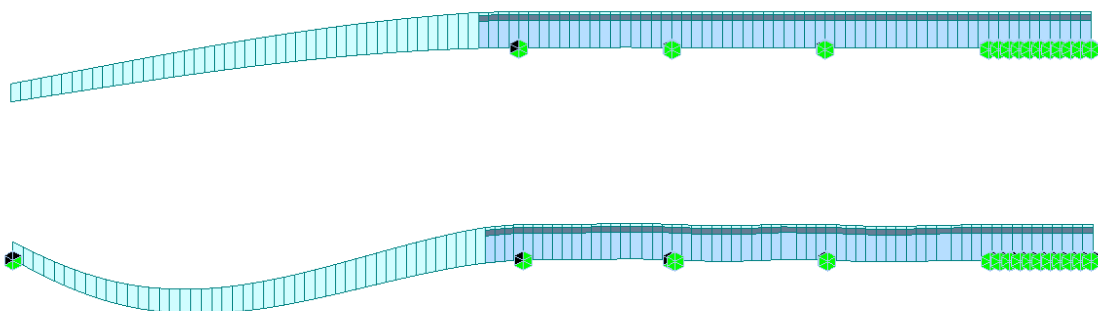
El proceso de avance seguirá de aquí en adelante hasta que se llegue a la primera pila.

10.5.3. Etapa 3: CS4-5P y CS4-5

Esta etapa es de especial relevancia, ya que representa la llegada del extremo de la nariz de lanzamiento a la primera pila del puente. El programa crea automáticamente una etapa extra que nombra con la letra ‘P’ al final, la cual representa el momento de máximo voladizo, y en el cual, los gatos verticales delanteros, deberán levantar el pico de lanzamiento para corregir su posición, la cual se ha visto deformada a causa de la flecha generada por el voladizo.

De esta forma, gracias a la ayuda de los gatos hidráulicos, el pico de avance podrá seguir su recorrido apoyándose en los apoyos deslizantes dispuestos en la pila para seguir permitiendo el avance.

A continuación, se muestran ambas etapas con su deformación aplicada, para que de esta forma se vea mejor de que forma afecta a la sección su apoyo en la pila.



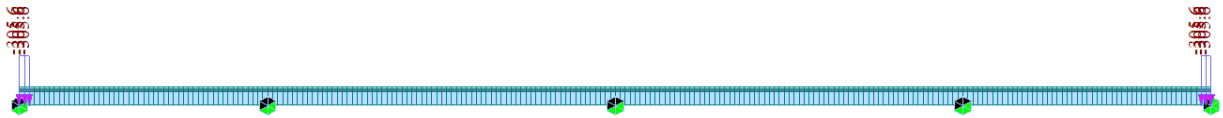
Llegados a este punto, las acciones a realizar serán totalmente idénticas a las anteriormente descritas hasta ahora, repetidas de forma cíclica hasta que el extremo del tablero apoye finalmente en el estribo opuesto al cual se inició el empuje. Cosa que ocurrirá en la etapa CS16-61, la cual tiene más subetapas ya que la nariz debe quedar en su totalidad tras el estribo.

10.5.4. Etapa 4: CS17 y CS18

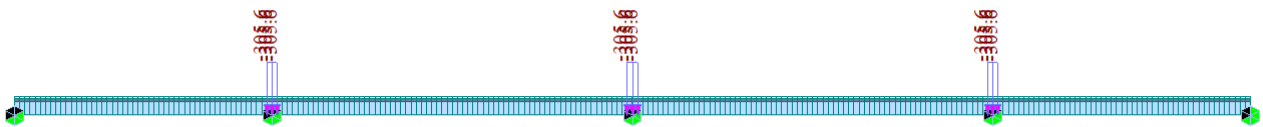
En esta etapa, una vez finalizado el proceso de empuje, se procederá a la retirada de la nariz de lanzamiento, procediendo a su desmantelamiento, al igual que se procederá al desmonte de la planta de fabricación

También se sustituirán los apoyos provisionales por los definitivos que tendrá la estructura.

Por último, en esta etapa se construirán los diafragmas y los estribos, cuyo peso se introducirá por medio de una carga lineal de 305.6 kN.



De igual manera, en la etapa CS18, se ejecutarán los diafragmas sobre las pilas, dando por concluida así la obra por lo tanto procediendo a la puesta en servicio.



Estas etapas tendrán una duración de 7 y 5 días respectivamente, por lo que al final, la totalidad de la ejecución de la obra habrá ocupado unos 204 días.

CAPÍTULO 3: RESULTADOS DE LOS DIFERENTES PROCESOS CONSTRUCTIVOS Y COMPARACIÓN

11.INTRODUCCIÓN

Una vez se han creado los modelos, se procederá a resolver los modelos de las tres estructuras y a realizar las comprobaciones necesarias para verificar que todas ellas cumplen los requisitos necesarios como para poder ser unas posibilidades válidas desde el punto de vista constructivo.

En este capítulo se detallarán estas comprobaciones y, posteriormente se compararán los resultados obtenidos en cada una de estas, con el fin de cumplir uno de los objetivos de este Trabajo Fin de Grado. La comparación no solo establecerá las diferencias fundamentales entre los tres métodos constructivos desde el punto de vista constructivo, y resistente, sino que también hará hincapié en las diferencias entre las pérdidas que sufra el pretensado necesario para cada proceso constructivo, así como las diferentes cuantías de armadura activa necesaria.

.Criterios de comprobación de los modelos

Debido a que este trabajo se ha centrado especialmente en las diferencias en la definición del pretensado para tres procedimientos constructivos distintos para puentes, solo se han comprobado los Estados Límites de Servicio, los cuales incluyen la comprobación tensional y de flecha.

Para la comprobación de la flecha se ha seguido el criterio establecido por la IAP-11 [3], la cual establece que la flecha máxima no deberá superar $L/1000$ para la sobrecarga frecuente, siendo L la longitud del vano del puente que corresponda.

En cuanto a la comprobación de las tensiones, se establece el criterio de que no deban aparecer tracciones durante el proceso constructivo. Así mismo, para evitar la comprobación de la fisuración del hormigón, se establece que se debe cumplir una de las siguientes condiciones:

- Que aparezcan tracciones al comprobar el Estado Límite de Servicio Frecuente.
- Que, al comprobar el Estado Límite de Servicio Característico, las tracciones no superen la resistencia a tracción del hormigón empleado.

Según establece el Anejo 19 del Código Estructural [4], las posibles tracciones que aparezcan en la estructura no deben ser superiores a f_{ctm} , que para este hormigón HP-45 tiene un valor de 3.8 MPa. Así mismo, las compresiones que aparezcan no deberán superar el valor del 60% de la resistencia característica del hormigón, es decir, 27 MPa.

12. CONSTRUCCIÓN POR AVANCE EN VOLADIZO

En este primer apartado del capítulo 3, se comentarán los resultados obtenidos del modelo de cálculo para el procedimiento constructivo de avance en voladizo. De esta forma se analizarán los resultados, destacando las particularidades de los resultados propias del proceso constructivo analizado, con la intención de poder establecer una comparación con los otros procedimientos posteriormente.

Cabe destacar, que debido a que este proceso constructivo consta de 16 etapas consecutivas, sólo se mostrarán resultados de las más relevantes, tal y como se hizo en el capítulo 2.

12. Desplazamientos

A continuación, se mostrarán los resultados de los desplazamientos obtenidos durante las etapas de construcción y en servicio. Como se comprobará a lo largo de este apartado, los desplazamientos más relevantes aparecerán en la dirección “z”, debidos principalmente al efecto del peso propio de los elementos que componen la estructura.

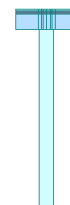
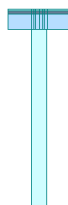
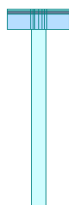
12.2.1. Etapa 2: CS2

Esta etapa constructiva representará la construcción de la primera dovela tras la ejecución de la dovela “0”.

- Deformada en “x”

Se observa como para esta etapa, los desplazamientos en la dirección “x” son prácticamente nulos, ya que apenas llegan a los 0.4 mm.

Academic version

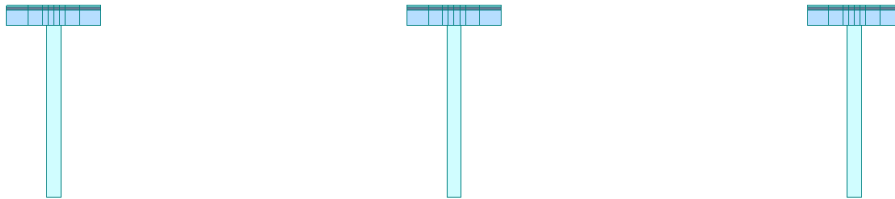


```
MIDAS/Civil3
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
X-DIRECTION
X-DIR= 3.819E-004
NODE= 38
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 2.294E-003
NODE= 14
SCALEFACTOR=
0.195E+003
STAGE:CS2
CS: SUMMATION
MAX : 38
MIN : 44
```

- Deformada en “y”

De igual manera ocurre con los desplazamientos en la dirección “y”, los cuales son completamente nulos.

Academic version



```

MIDAS/Civil1
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
-----
Y-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 2.577E-003
NODE= 14
SCALEFACTOR=
3.130E+000

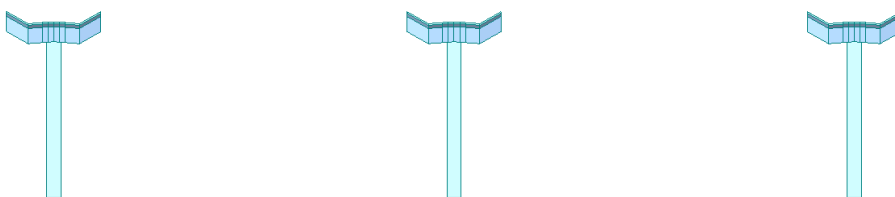
STAGE:CS2
CS: SUMMATION
LAST
MAX : 13
MIN : 13
    
```

- Deformada en “z”

En este caso, por fin aparecen algunos desplazamientos que, aunque muy pequeños, muestran algo relevante, ya que el punto de menor cota no se produce en el extremo del voladizo como se podría haber supuesto a priori, si no que se produce al final de la dovela “0”, en el punto de unión con la primera dovela. Esto es un fenómeno puntual que se dará cada vez que se ejecute una dovela, y tiene su origen en que los cables de pretensado tesados tras el hormigonado de la dovela, al estar situados en la losa superior, originarán ese levantamiento del extremo del voladizo.

Aun así, el desplazamiento en esta etapa es aún muy pequeño, de 2.54 mm, ya que el voladizo aún es muy corto.

Academic version



```

MIDAS/Civil1
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
-----
Z-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= -2.546E-003
NODE= 68
COMB.= 2.577E-003
NODE= 14
SCALEFACTOR=
1.230E+003

STAGE:CS2
CS: SUMMATION
LAST
MAX : 82
MIN : 68
    
```

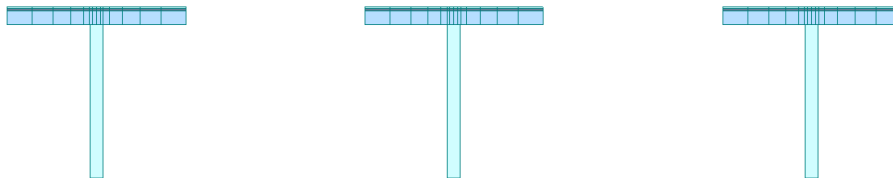
12.2.2. Etapa 5: CS5

Esta etapa es intermedia, ya que representa la construcción 4 dovelas, es decir, la mitad del voladizo.

- **Deformada en “x”**

De igual manera a lo que ocurría en la etapa CS1, los desplazamientos en la dirección “x” son prácticamente irrelevante, ya que apenas son del orden del milímetro.

Academic version

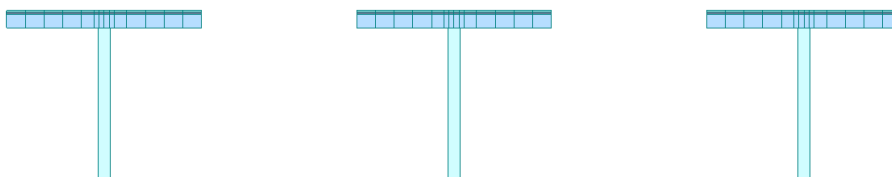


```
MIDAS/Civil  
POST-PROCESSOR  
DEFORMED SHAPE  
X-DIRECTION  
X-DIR= 1.025E-003  
NODE= 36  
Y-DIR= 0.000E+000  
NODE= 1  
Z-DIR= 0.000E+000  
NODE= 1  
COMB.= 4.422E-003  
NODE= 71  
SCALEFACTOR=  
3.494E+003  
  
STAGE:CS5  
CS: SUMMATION  
LAST  
MAX : 36
```

- **Deformada en “y”**

La deformada en la dirección “y” seguirá siendo nula para esta etapa.

Academic version

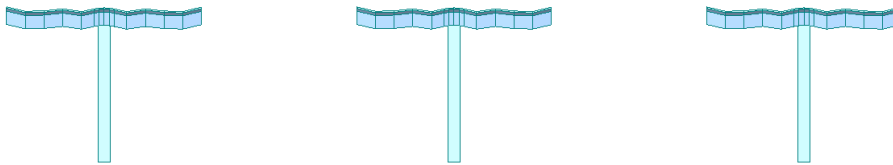


```
MIDAS/Civil  
POST-PROCESSOR  
DEFORMED SHAPE  
Y-DIRECTION  
X-DIR= 0.000E+000  
NODE= 1  
Y-DIR= 0.000E+000  
NODE= 1  
Z-DIR= 0.000E+000  
NODE= 1  
COMB.= 4.422E-003  
NODE= 71  
SCALEFACTOR=  
3.580E+000  
  
STAGE:CS5  
CS: SUMMATION  
LAST  
MAX : 71
```

- **Deformada en “z”**

En este caso, se sigue apreciando un leve levantamiento en el extremo del voladizo debido al tesado de los cables. Sin embargo, aparecerá un desplazamiento vertical de 4.42 mm, casi el doble de la que aparecía en la etapa 2. Esto es debido al aumento de 3 dovelas más en el voladizo, aunque las deformaciones que aparecen siguen siendo muy pequeñas.

Academic version



```

MIDAS/Civil1
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
Z-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= -4.348E-003
NODE= 68
COMB.= 4.422E-003
NODE= 71
SCALEFACTOR=
8.233E+002

STAGE:CS5
CS: SUMMATION
LAST
MAY 1 07
    
```

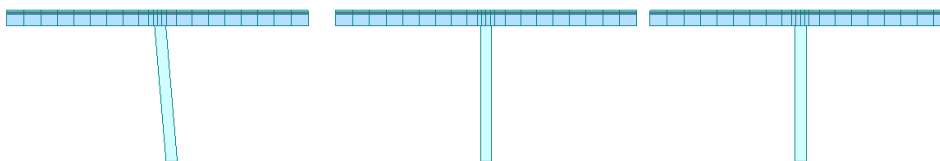
12.2.3.Etapa 9: CS9

Esta etapa es la inmediatamente anterior a ejecución del primer tramo lateral construido por apuntalamiento, en ella el voladizo ha alcanzado su máxima longitud, ya que se han colocado las 8 dovelas a cada lado de la pila.

- Deformada en “x”

En este caso, se aprecia un desplazamiento mayor en la pila y voladizos de la izquierda, los cuales sufren un desplazamiento máximo de casi 7 mm. Esto es debido a que en esta fase el proceso de avance en voladizo ya ha finalizado, y el programa añade automáticamente en esta fase el peso del encofrado y del hormigón fresco de la dovela de cierre entre el tramo en voladizo y el tramo lateral que lo unirá con el estribo. La adición de estas cargas en uno de los extremos provocará la inclinación de este tramo.

Academic version



```

MIDAS/Civil1
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
X-DIRECTION
X-DIR= -6.948E-003
NODE= 27
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 2.728E-002
NODE= 9
SCALEFACTOR=
6.016E+002

STAGE:CS9
CS: SUMMATION
LAST
MAY 1 07
    
```

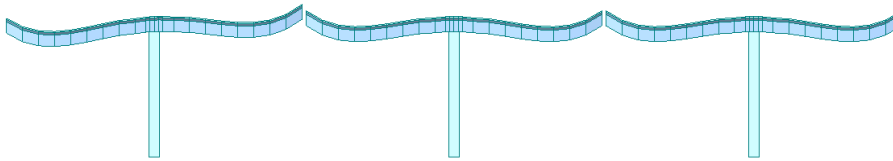
- Deformada en “y”

En este caso, al igual que en los dos anteriores, no aparecerá ningún desplazamiento en la dirección “y”, por lo que no se mostrará ninguna imagen obtenida del programa, ya que no aporta ninguna información relevante.

- Deformada en “z”

En el momento de máximo voladizo, se observa un desplazamiento vertical ya más relevante, de 2.7 cm, aunque sigue siendo un desplazamiento bastante inferior a los 7 cm permitido en servicio.

Academic version



```

MIDAS/Civil1
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
Z-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= -2.704E-002
NODE= 9
COMB.= 2.728E-002
NODE= 9
SCALEFACTOR=
1.546E+002

STAGE:CS9
CS: SUMMATION
LAST
  
```

12.2.4. Etapa 12: CS12

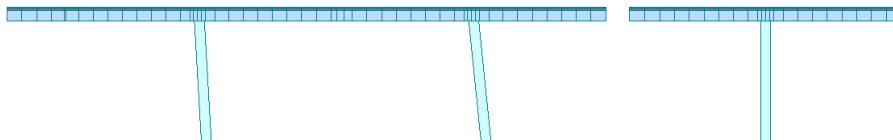
En esta etapa constructiva se habrá ejecutado el tablero lateral de uno de los lados, habiéndose unido con la dovela de cierre al voladizo correspondiente. De igual manera se construirá la dovela de cierre entre los dos voladizos del vano central consecutivo.

- Deformada en “x”

Se observa como se produce la clara inclinación hacia el lado del estribo en el cual ya se han ejecutado las dovelas de cierre, y como la pila central se ha inclinado solidariamente con la pila a la que está unida por medio del tablero. Esto se representa con unos desplazamientos en “x” mayor a los vistos hasta ahora, de 1.75 cm.

- Deformada en “y”

Academic version

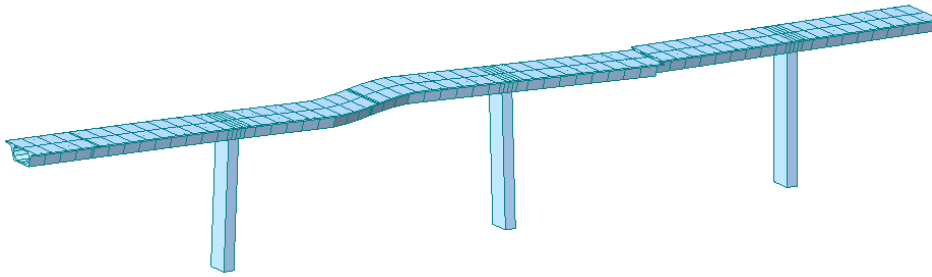


```

MIDAS/Civil1
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
X-DIRECTION
X-DIR= -1.752E-002
NODE= 52
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 3.722E-002
NODE= 52
SCALEFACTOR=
2.563E+002

STAGE:CS12
CS: SUMMATION
LAST
  
```

En esta etapa, como consecuencia de la unión de los vanos, se ha originado una deformación en la dirección “y” muy pequeña, que nisiquiera llega al valor de 10^{-6} m.



```

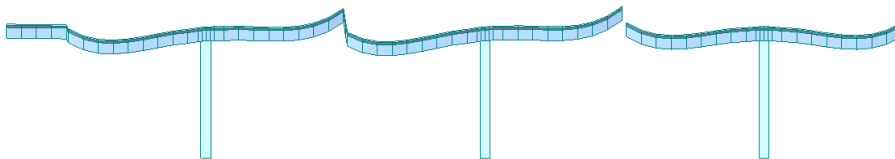
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
Y-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 7.160E-007
NODE= 33
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 3.722E-002
NODE= 52
SCALEFACTOR=
6.271E+006
    
```

- Deformada en “z”

Se observa claramente la diferencia entre la deformación sufrida por el tramo previamente en voladizo, debido a la forma en la que se ha construido, en comparación con la deformación que tiene el tramo de 15 metros apoyado en el estribo.

De igual manera, se observa como el balanceo previo de la pila y voladizos laterales hacia el estribo, genera una diferencia de cota entre el extremo de un voladizo y del otro en el primer vano central de unos 3.28 cm. Este desajuste deberá haber sido compensado con la ayuda de unos de los carros de avance y el encofrado en el momento en el que se ha ejecutado la dovela de cierre.

Academic version



```

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
Z-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 3.284E-002
NODE= 52
COMB.= 3.722E-002
NODE= 52
SCALEFACTOR=
1.367E+002

STAGE:CS12
CS: SUMMATION
TAST
    
```

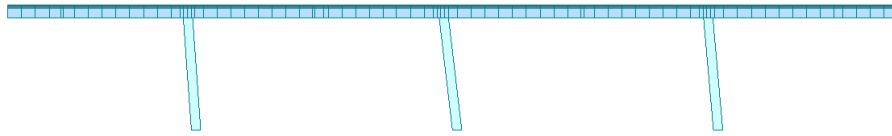
12.2. En servicio

Tras la puesta en servicio de la estructura, entrarán en acción la sobrecarga de uso y las cargas permanentes, lo cual hará que se obtengan unas nuevas deformaciones afectadas por las combinaciones de carga correspondiente al estado límite de servicio característico, el cual es el que genera los mayores esfuerzos.

- **Deformada en “x”**

Se puede comprobar como en esta etapa toda la estructura se deforma hacia el estribo que previamente se había inclinado, observando unos desplazamientos de 1.53 cm.

Academic version



```

MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
X-DIRECTION
X-DIR= -1.529E-002
NODE= 52
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 5.112E-002
NODE= 52
SCALEFACTOR=
3.139E+002

PostCS
CBCALL: ELS CAR
  
```

- **Deformada en “y”**

Se observa un desplazamiento de 0.59 mm en la dirección “y”, el cual es sin duda el mayor de todos los que se han dado en esta dirección, aunque siguen siendo unos valores muy pequeños.



```

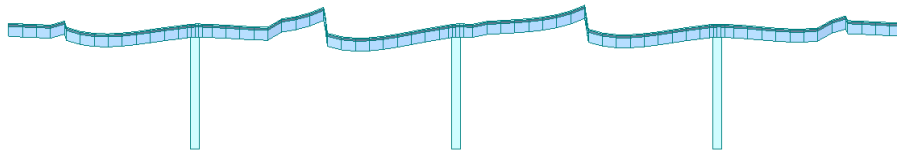
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
Y-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= -5.860E-003
NODE= 46
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 5.112E-002
NODE= 52
SCALEFACTOR=
8.190E+002
  
```

- **Deformada en “z”**

Se observa en esta etapa como la estructura presentará las mayores deformaciones, las cuales aparecerán en el punto de unión de los voladizos de los vanos mayores, donde aparece un levantamiento de 4.84 cm.

Esta deformación está claramente condicionada por la inclinación previa que han sufrido los conjuntos de las pilas 1 y 2 y sus respectivos voladizos al ejecutar primero en ellas unión al estribo y las dovelas de cierre.

Academic version



```

MIDAS/Civil1
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
Z-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 4.846E-002
NODE= 52
COMB.= 5.112E-002
NODE= 52
SCALEFACTOR=
9.905E+001

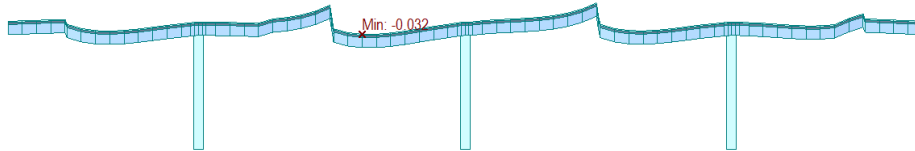
PostCS
CBCALL: ELS CAR

```

12.3. Comprobación de flecha

Para la comprobación de la flecha resultante en la estructura se seguirán los criterios establecidos en la IAP-11 [3]. Esta establece que el valor de la flecha vertical máxima correspondiente al valor de la sobrecarga frecuente no debe superar el valor de $L/1000$ para puentes de carreteras, donde L es el valor del vano más largo.

Academic version



```

MIDAS/Civil1
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
Z-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 4.578E-002
NODE= 52
COMB.= 4.829E-002
NODE= 52
SCALEFACTOR=
1.048E+002

PostCS
CBCALL: ELS FRE-

```

Se obtiene una flecha máxima de 3.2 cm hacia abajo, mientras que la deformación que aparece como elevación es de 4.57 cm. Ninguno de estos valores supera la restricción establecida por la norma, ya que: $L/1000 = 0.07$ m = 7 cm.

12.4. Esfuerzos

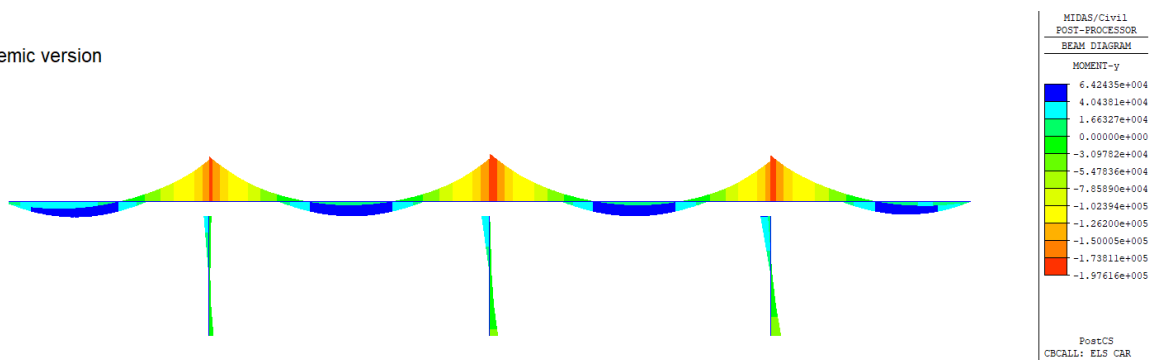
Este apartado tiene como objetivo estudiar la evolución de los esfuerzos a través de las diferentes etapas de constructivas hasta la entrada en servicio. Por ello, los diferentes esfuerzos se agruparán en un mismo diagrama evolutivo que ayudará a comprender mejor de qué manera cambian estos esfuerzos. En concreto nos centraremos en el análisis de la evolución del momento flector “ M_y ”, ya que es el que se utiliza para definir el pretensado necesario en la estructura.

Como se puede comprobar en el diagrama anteriormente expuesto, durante el proceso de construcción por avance en voladizo predominan los momentos flectores negativos, cuyo valor máximo se encuentra siempre en la zona central del tablero apoyada sobre la pila. Esto es debido precisamente a la forma en la que se construye el tablero, ya que, al colocar las dovelas en voladizo, y al estar el tablero rígidamente unido a la pila, creando un empotramiento perfecto, aparecerá un momento flector negativo en el apoyo, creciente con el aumento de la longitud del voladizo.

También es relevante mencionar como estos momentos negativos máximos se ven reducidos al incluir el primer tramo lateral del tablero. El peso propio de este al unirse por medio de la dovela de cierre al voladizo hará que aparezcan momentos flectores positivos en el vano extremo, lo que provocará una reducción de los momentos flectores negativos. Por el contrario, en el pilar opuesto no ocurre lo mismo, ya que se tarda más tiempo en ejecutar el tramo lateral y la dovela de cierre.

A continuación, se compararán estos diagramas de esfuerzos con los obtenidos para el estado límite de servicio característico.

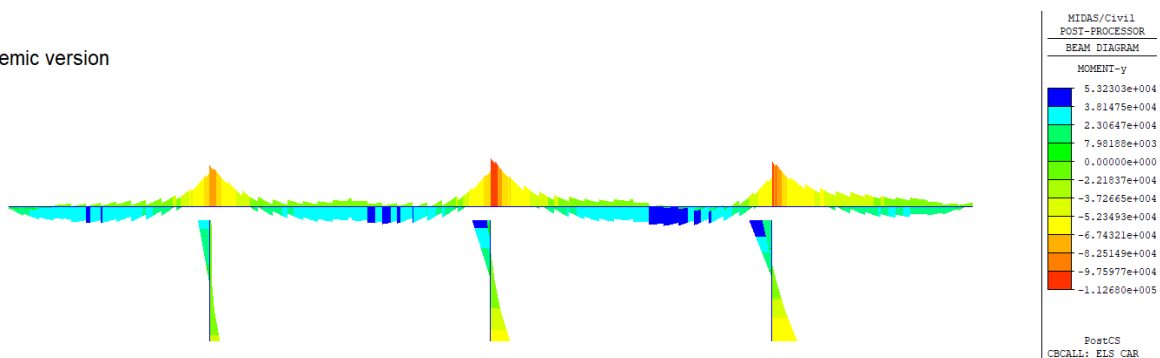
Academic version



Se observa claramente como la introducción de las cargas permanentes y de la sobrecarga de uso producirán un aumento de los momentos flectores, especialmente en los positivos, los cuales apenas tenían relevancia durante el proceso constructivo.

Al obtener los momentos flectores una vez introducido el pretensado, se obtendrán los siguientes valores para los momentos.

Academic version

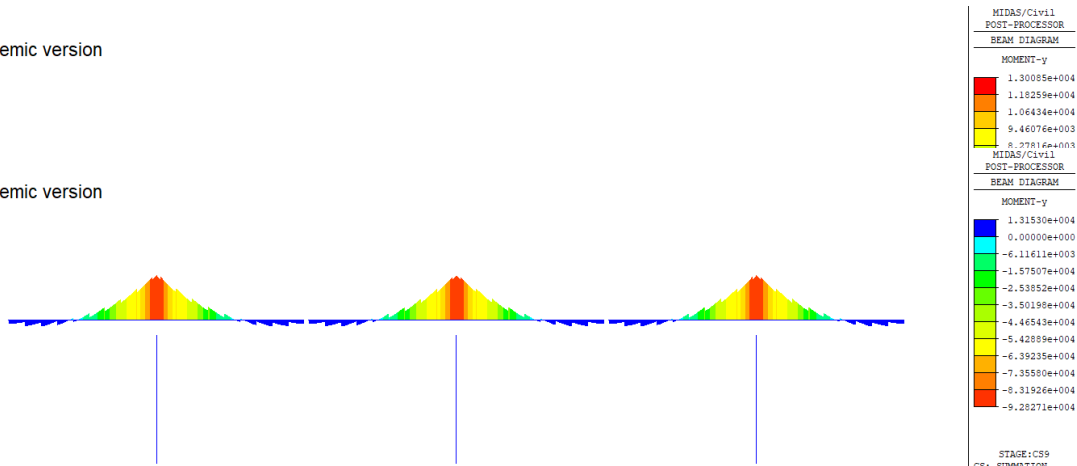


Aparecerán unos momentos flectores positivos máximos de 53230 kN*m, mientras que los negativos serán de 112680 kN*m.

Como ya se ha comentado con anterioridad en el trabajo, en este proceso constructivo se dispondrá un pretensado superior durante la construcción, cuyo objetivo será el de compensar las tracciones que aparecerán en la fibra superior como consecuencia del momento flector negativo producido por el peso del tablero en voladizo. Este pretensado, será capaz de eliminar el momento negativo en las primeras fases, ya que el voladizo será aún corto.

Academic version

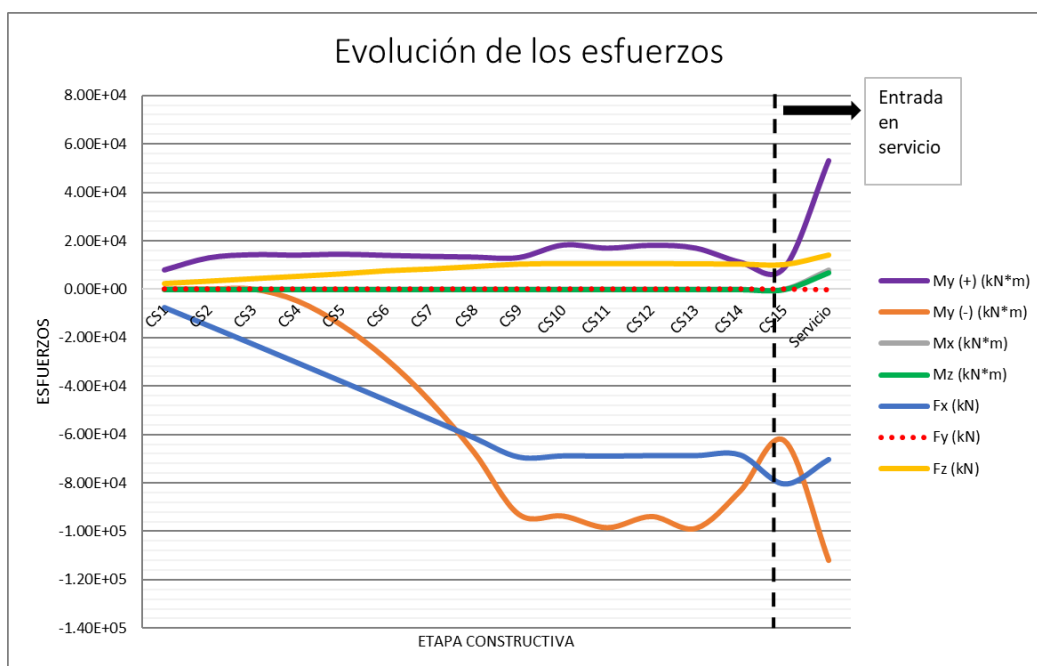
Academic version



Esto ocurrirá hasta la etapa 3, a partir de la cual se habrán construido suficientes dovelas como para que el momento negativo vuelva a aparecer gradualmente, como puede comprobarse para la etapa 9 a continuación.

12.4.2. Comparación de los esfuerzos

Se mostrará a continuación un gráfico que enseña la evolución de todos los esfuerzos que aparecen en la estructura a lo largo de las etapas constructivas. Estos esfuerzos representan el valor máximo que aparece de ese tipo de esfuerzo en esa etapa, con la idea de mostrar el progreso general de la estructura, aunque no coincidan las secciones donde se dan los mismos.



Se observa como la mayoría de los esfuerzos crecen a medida que se avanza la construcción del puente.

La curva que representa el axil “ F_x ” muestra claramente que se trata de un esfuerzo axil de compresión, ya que todos sus valores son negativos. Esto es así ya que este valor representa la compresión que sufre la dovela “0” a causa del pretensado superior, el cual aumenta por cada par de dovelas que se construyen; es por lo que la curva “ F_x ” posee una tendencia creciente prácticamente lineal hasta llegar a la etapa CS9, en la cual se tesa el último par de tendones. Tras esta etapa, la curva se vuelve prácticamente horizontal, hasta que vuelve a aumentar considerablemente al aplicar las cargas en servicio. Por último, el valor del axil se reduce durante el servicio de la estructura, debido a las pérdidas diferidas que sufrirán los tendones durante su vida útil.

En cuanto a la evolución del momento flector “ M_y ” negativo, se puede observar cómo, de acuerdo con lo explicado anteriormente, este se mantiene nulo durante las primeras etapas, ya que el pretensado compensa el momento negativo causado por un voladizo aún demasiado corto. Sin embargo, en cuanto la longitud del voladizo crece a partir de la fase CS3, se observa como el momento crece notoriamente hasta la fase de ejecución de la última dovela en voladizo. Se advierte también que en cuanto la estructura deja de trabajar como voladizo para iniciar su comportamiento como una viga continua; el momento negativo máximo decrece hasta la etapa CS15, donde este esfuerzo vuelve a aumentar debido a las cargas que actúan en servicio.

Por último, mencionar que durante todas las etapas de construcción aparecerá un pequeño momento “ M_y ” positivo en el extremo del voladizo, el cual crecerá drásticamente con la puesta en servicio de la estructura.

12.5. Tensiones

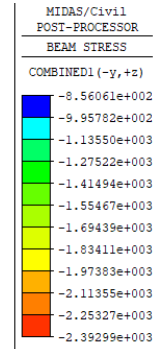
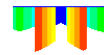
El objetivo de este apartado será el de comprobar que las tensiones que aparecen en la estructura tanto en su fibra superior como en la inferior no superan los límites tensionales establecidos en servicio. Así mismo se deberá cumplir la condición de que no aparezcan tracciones en ningún punto de la estructura durante su construcción, aunque, como se verá a continuación, este punto tendrá una particularidad para este proceso constructivo.

De igual manera, se estudiarán las etapas más significativas del proceso constructivo, en concreto las ya analizadas en otros apartados.

12.5.1. Etapa 2: CS2

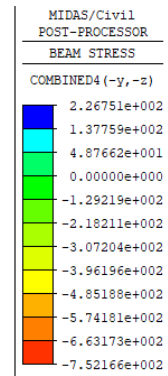
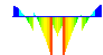
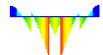
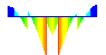
Para esta etapa aparecerán las siguientes tensiones.

- Fibra superior



Se observa como la fibra superior estará completamente comprimida.

- Fibra inferior



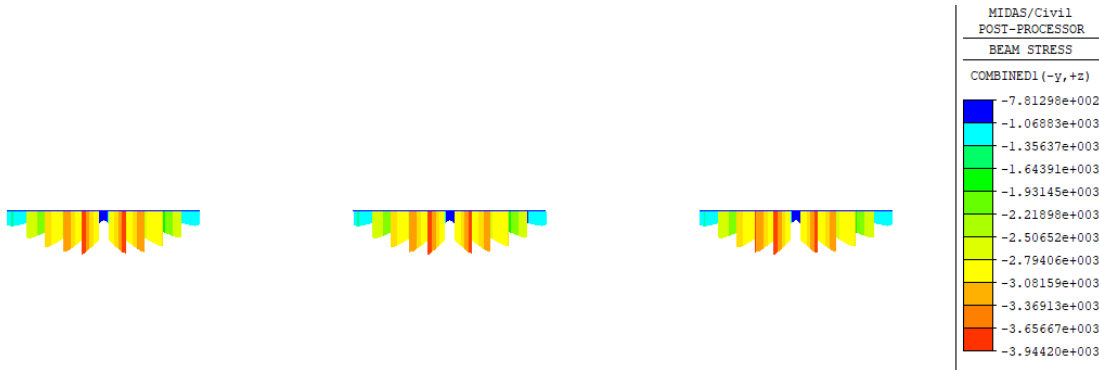
Se pueden apreciar que para la fibra inferior aparecen unas pequeñas tracciones, cuyo valor máximo será de 0.226 MPa, el cual no excederá los 3.8 MPa de resistencia a tracción del hormigón.

Según los límites tensionales establecidos, esto no debería ser aceptable, pero tal y como veremos en las siguientes etapas, son unas tracciones inevitables, ocasionadas por el tesado de los tendones superiores. Por esta razón, se establecerá el criterio de que estas tracciones serán admisibles mientras no superen la capacidad a tracción del hormigón

12.5.2. Etapa 5: CS5

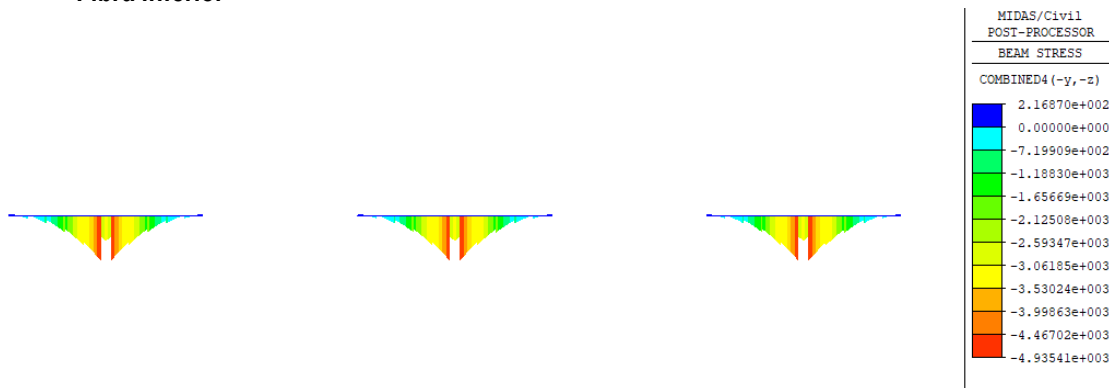
En esta etapa se comprobarán las tensiones en el momento en el que el voladizo alcanza la mitad de su longitud total.

- Fibra superior



Se observa como toda la fibra superior se encuentra totalmente comprimida, con unas tensiones máximas de 3.99 MPa. Cabe destacar que se puede apreciar como la zona de los apoyos se está descomprimiendo a causa del flector negativo que ha vuelto a aparecer a causa la ejecución de más dovelas.

- Fibra inferior

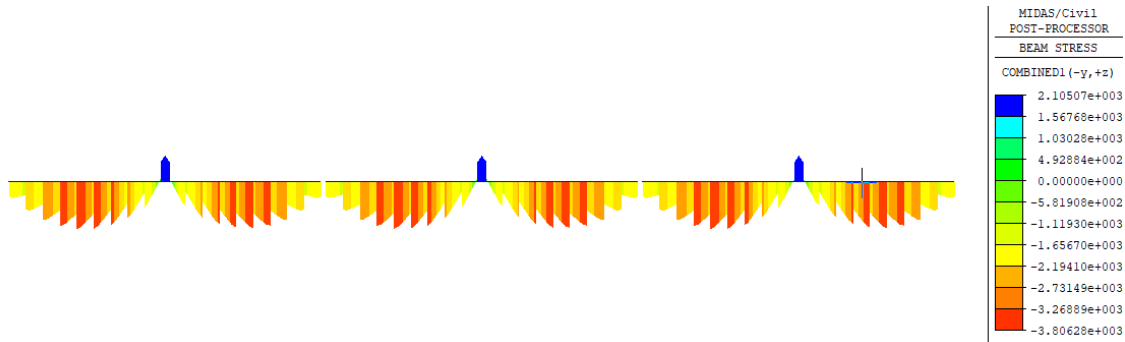


Se observa nuevamente como a pesar de encontrarse prácticamente comprimida en su totalidad, la fibra inferior sigue presentando unas pequeñas tracciones en el extremo del voladizo de 0.216 MPa de valor máximo.

12.5.3. Etapa 9: CS9

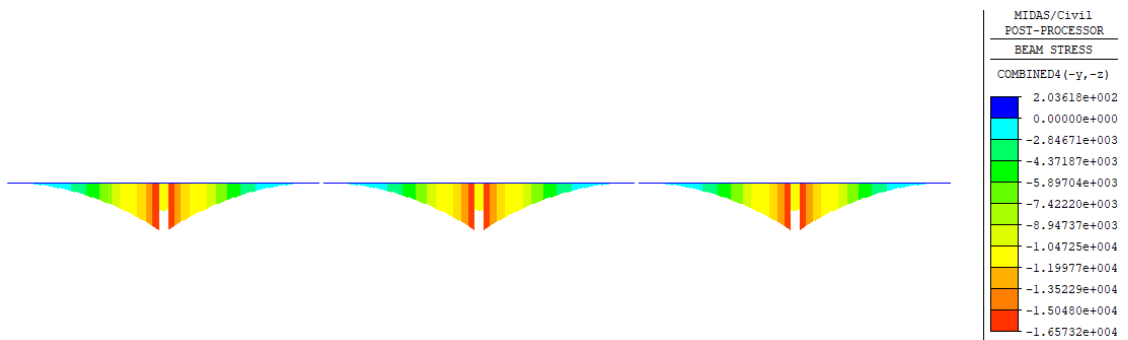
En esta etapa se muestran las tracciones correspondientes a la fase de construcción de las últimas dovelas del voladizo.

- **Fibra superior**



Se observa claramente como al aumentar la longitud del voladizo en estas etapas intermedias, han vuelto a aparecer tracciones en la fibra superior a causa del momento negativo que este genera en la zona del apoyo, llegando en esta etapa a unas tracciones ya considerables, de 2.1 MPa.

- **Fibra inferior**

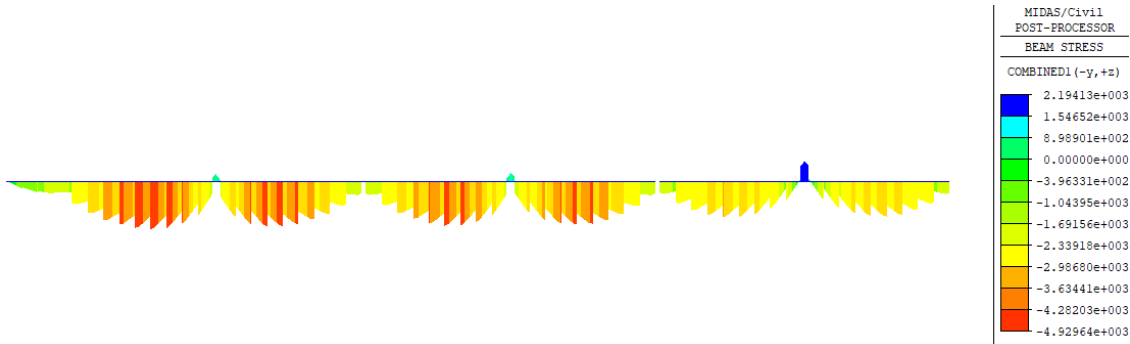


Se observa que, para la etapa de máxima longitud del voladizo, y a pesar de aparecer compresiones de más de 16 MPa en la fibra inferior, las tracciones del orden de 0.2 MPa siguen apareciendo en el extremo del voladizo.

12.5.4. Etapa 12: CS12

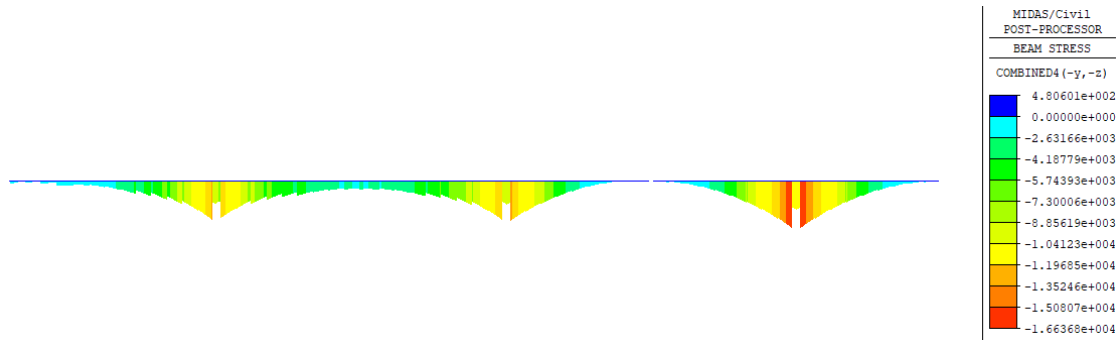
Las tensiones que aparecen al ejecutar las dos primeras dovelas de cierre y el primer tramo construido por apuntalamiento serán las que siguen.

- **Fibra superior**



Se observa como el aumento del momento flector positivo en los vanos debido a la unión entre los tramos en voladizo, ha originado una reducción de los momentos negativos sobre las pilas, y por tanto de las tracciones en esos puntos.

- **Fibra inferior**

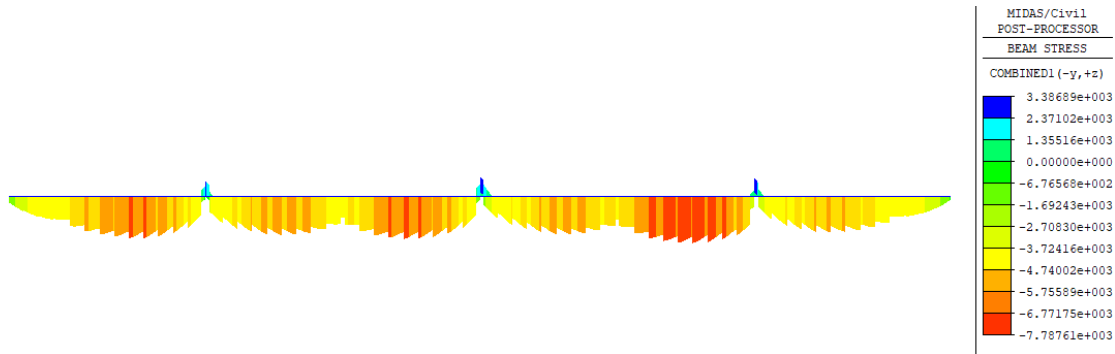


Se observa como en este caso aparecen tan solo unas pequeñas tracciones en los voladizos aún sin unir y en la fibra inferior de los tramos laterales. Estas tracciones tendrán un valor máximo de 0.48 MPa, aún muy por debajo de la resistencia a tracción del hormigón.

12.5.5. En servicio

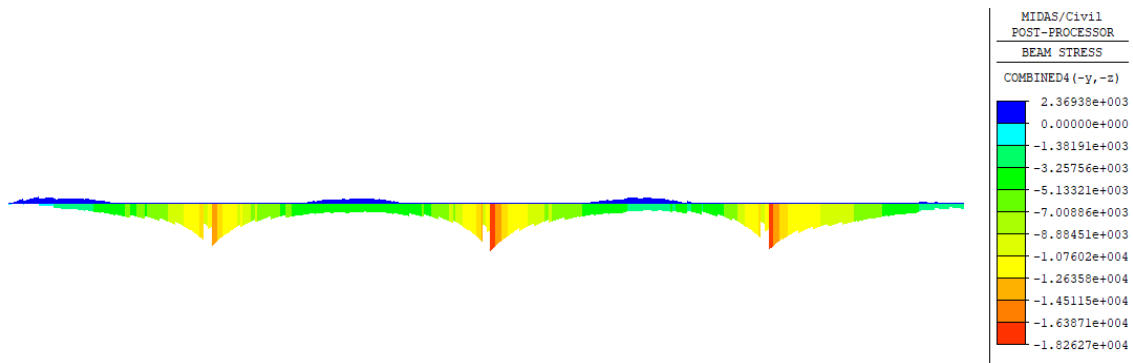
A continuación, se comprobarán las tensiones que aparecen para el estado límite de servicio característico, el cual establece la combinación de cargas más perjudicial.

- **Fibra superior**



Se observa como aparecen tracciones únicamente en la zona de los apoyos, debido a los momentos negativos que aparecen en estas zonas tal y como se mostró anteriormente. Estas tracciones no superarán la resistencia a tracción del hormigón, ya que su valor máximo será de 3.38 MPa.

- **Fibra inferior**



Para la fibra inferior se observa como aparecerán tracciones en las zonas centrales de los tres primeros vanos, debidas al momento positivo que aparece en estos puntos. Estas tracciones tendrán un valor máximo de 2.36 MPa, también inferior a la resistencia a tracción del hormigón.

Cabe destacar que para el último vano del puente no aparecen apenas tracciones debido a que el momento negativo en el tablero sobre esa pila es el mayor que aparece en servicio, debido a que ese vano fue el último en unirse al tramo lateral.

12.5.6. Observaciones

Tal y como se ha podido comprobar a lo largo de este apartado de estudio de las tensiones durante la construcción y en servicio, la aparición de tracciones durante la construcción es algo intrínseco de este proceso constructivo en concreto. El motivo por el cual aparecen estas tracciones es debido al axil de compresión aplicado por los cables del pretensado superior, los cuales al aplicar esa compresión en la fibra más alejada de la viga provocan que inevitablemente la fibra inferior se descomprima.

Por otro lado, la longitud y el peso propio del tramo en voladizo producen también tracciones en la cara superior, algo que inevitablemente pasará, ya que, si se añade más pretensado para compensar estas tracciones, aumentarán más aún las tracciones en la fibra inferior del voladizo.

Además, esto se ve agravado por el hecho de que el tablero del puente sea de canto constante, en lugar de canto variable, mucho más común en este proceso constructivo al reducir considerablemente los momentos negativos

al reducir el peso propio del voladizo.

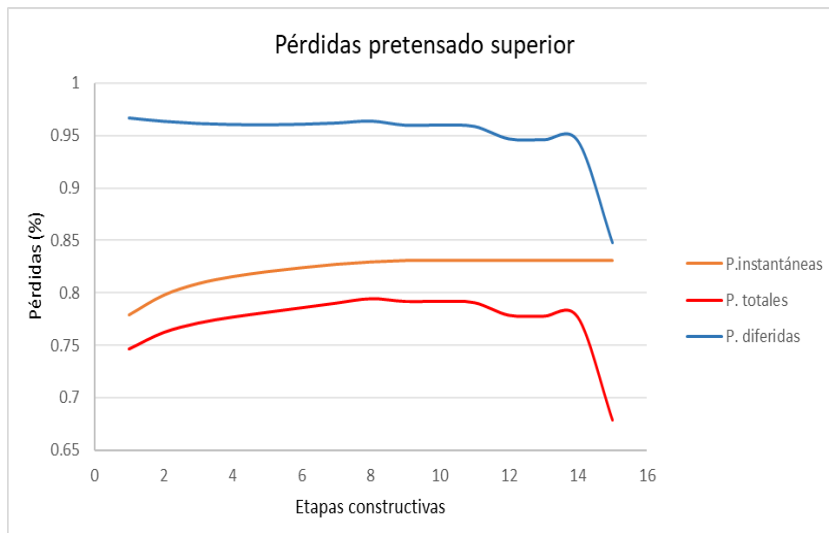
Es por esta razón que se ha tomado el criterio de que la solución adoptada será válida siempre y cuando no se supere la resistencia a tracción del hormigón en ningún momento.

12.6. Pérdidas

A lo largo de este trabajo se han estimado unas pérdidas totales de la fuerza de pretensado del 25-30%, un valor que se encuentra dentro de los valores comunes en cuanto a pérdidas del pretensado se refiere.

También se introdujo previamente a la hora de definir las propiedades del pretensado una penetración de cuña de 6 mm y un factor de fricción de la curvatura de 0.19.

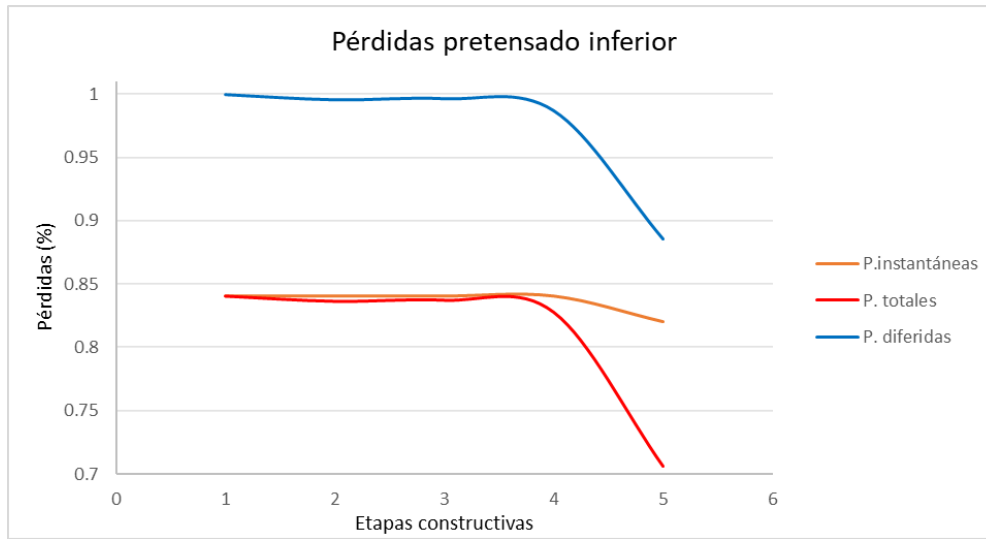
A continuación, se comprobarán las pérdidas producidas por varios de los tendones dispuestos. En primer lugar, se presentará la evolución de la fuerza de tesado afectada por las pérdidas instantáneas y diferidas.



Pretensado superior		
Pérdida	%	Tensión(kN)
P. instanáneas	83	1159575
P. diferidas	85	212202
P. Totales	68	947373

Se obtendrán unas pérdidas totales del 32% para el pretensado superior.

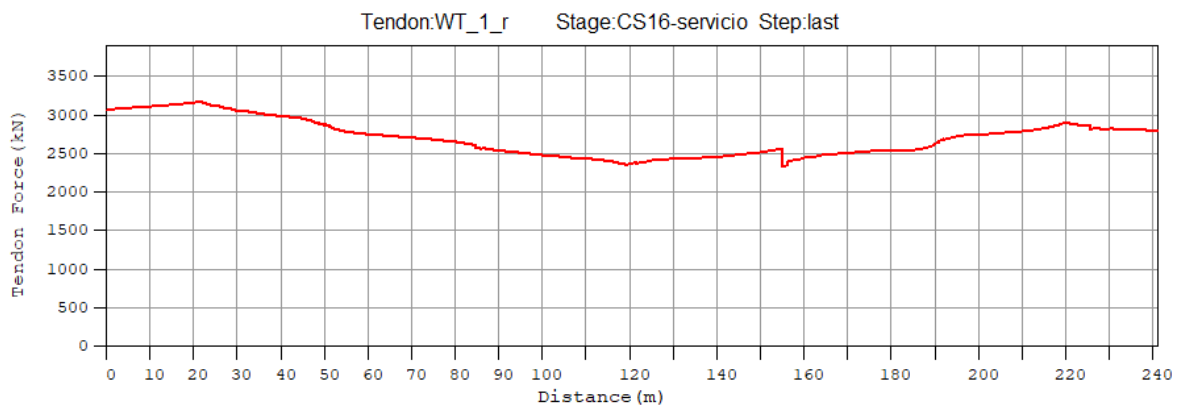
En cuanto al pretensado inferior, analizado lógicamente en la sección central del vano más largo, se producirá la siguiente evolución de la fuerza de tesado.



Pretensado inferior		
Pérdida	%	Tensión(kN)
P. instantáneas	82	1144725
P. diferidas	89	159460
P. Totales	71	985265

Como cabría esperar, las pérdidas diferidas tienen valores muy bajos hasta que ocurre la puesta en servicio de la estructura, en la que estas aumentan drásticamente.

El pretensado parabólico se obtendrá directamente a partir del gráfico que reporta *MIDAS Civil*, analizando el valor de las pérdidas en la sección central del puente.



Pretensado parabólico		
Pérdida	%	Tensión(kN)
P. instantáneas	73	1021524
P. diferidas	91	1267003
P. Totales	64	893527

Se observa como el pretensado parabólico posee las mayores pérdidas al cubrir con los cables la longitud total del puente. Esto originará unas pérdidas por rozamiento muy grandes, haciendo que, en total, estos cables pierdan un 36% de su efectividad. Esta efectividad podría mejorarse tesando por fases el pretensado, reduciendo así las enormes pérdidas por rozamiento que aparecen en los cables.

13. CONSTRUCCIÓN POR TRAMOS SUCESIVOS

En este apartado se mostrarán los resultados obtenidos del modelo de cálculo para el proceso constructivo de construcción tramo a tramo por medio de cimbras porticadas. Se comprobará que se cumplen las restricciones tensionales, así como la limitación de flecha.

Al tratarse de un proceso constructivo que solamente constará de 4 etapas a parte de la puesta en servicio, se mostrarán los resultados de las 4 etapas.

13. Desplazamientos

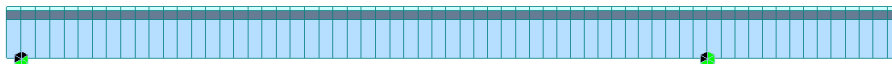
En este apartado se mostrarán los desplazamientos que aparecerán en la estructura en todas y cada una de las etapas constructivas de este.

13.2.1. Etapa 1: CS1

Esta etapa representa la construcción del primer vano.

- **Deformada en "x"**

Academic version



```
X-DIRECTION
X-DIR= 1.734E-002
NODE= 242
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 1.778E-002
NODE= 21
SCALEFACTOR=
1.845E+002

STAGE:CS1
CS: SUBRAJON
```

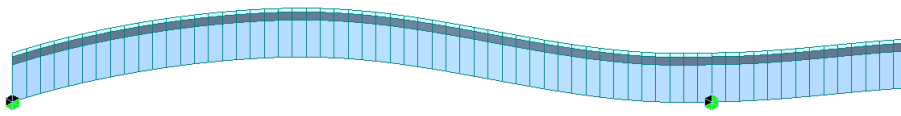
Se aprecia para esta fase una deformación en "x" de 1.72 cm.

- **Deformada en "y"**

En esta etapa los desplazamientos son nulos, por lo que no aporta ninguna información la deformada obtenida del programa.

- **Deformada en "z"**

Academic version



```

DEFORMED SHAPE
2-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 1.569E-002
NODE= 22
COMB.= 1.778E-002
NODE= 21
SCALEFACTOR=
2.040E+002

STAGE:CS1
CS: SUMMATION
LAST
    
```

En esta etapa aparece algo peculiar, y es que el vano se eleva en su parte central, donde aparece un desplazamiento de 1.56 cm, debido al contrapeso producido por los 14 metros de voladizo del siguiente vano ejecutados a la vez que este.

13.2.2. Etapa 2: CS2

En esta etapa se ejecutará el segundo vano

- Deformada en "x"

Academic version



```

DEFORMED SHAPE
X-DIRECTION
X-DIR= 2.17E-002
NODE= 242
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 3.101E-002
NODE= 135
SCALEFACTOR=
3.080E+002

STAGE:CS2
CS: SUMMATION
LAST
    
```

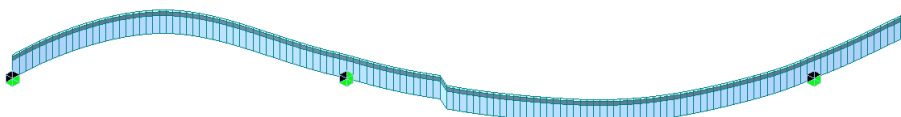
En esta fase los desplazamientos en "x" siguen siendo pequeños, con un valor máximo de 2.17 cm.

- Deformada en "y"

Los desplazamientos siguen siendo nulos en esta fase.

- Deformada en "z"

Academic version



```

DEFORMED SHAPE
2-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= -2.465E-002
NODE= 89
COMB.= 3.101E-002
NODE= 135
SCALEFACTOR=
2.718E+002

STAGE:CS2
CS: SUMMATION
LAST
    
```

En esta fase se observa como se ha llegado a acentuar la flecha vertical positiva en el primer vano a causa de la unión con el segundo tramo ejecutado. Sin embargo, el mayor desplazamiento se encuentra en la parte central del segundo vano, donde aparece una flecha de 2.46 cm.

13.2.3. Etapa 3: CS3

Esta etapa se corresponde con la ejecución del tercer tramo del tablero.

- **Deformada en “x”**

Academic version



DEFORMED SHAPE	
X-DIRECTION	
X-DIR=	-2.274E-002
NODE=	201
Y-DIR=	0.000E+000
NODE=	1
Z-DIR=	0.000E+000
NODE=	1
COMB.=	3.585E-002
NODE=	155
SCALEFACTOR=	4.357E+002
STAGE:CS3	
CS: SUMMATION	
LAST	

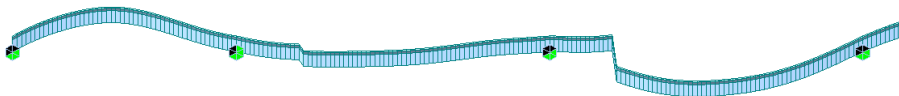
Se observan unos desplazamientos en “x” de 2.27 cm.

- **Deformada en “y”**

En esta etapa vuelven a no existir deformaciones.

- **Deformada en “z”**

Academic version



DEFORMED SHAPE	
Z-DIRECTION	
X-DIR=	0.000E+000
NODE=	1
Y-DIR=	0.000E+000
NODE=	1
Z-DIR=	-3.488E-002
NODE=	154
COMB.=	3.585E-002
NODE=	155
SCALEFACTOR=	2.867E+002
STAGE:CS3	
CS: SUMMATION	
LAST	

Para esta etapa, la mayor deformación vertical aparece en el nuevo tramo, con un valor de flecha de 3.49 cm. Esta deformación será mayor que la obtenida en la ejecución del tramo 2 ya que el tramo de voladizo ejecutado en esta fase tiene 10 metros de longitud en lugar de los 14 que tenía el de la etapa anterior.

El peso de este vano hará que se reduzca flecha en el previo.

13.2.4. Etapa 4: CS4

Esta etapa se corresponde con la ejecución del último vano.

- Deformada en “x”

Academic version



DEFORMED SHAPE	
X-DIRECTION	
X-DIR=	3.889E-002
NODE=	242
Y-DIR=	0.000E+000
NODE=	1
Z-DIR=	0.000E+000
NODE=	1
COMB.=	3.921E-002
NODE=	153
SCALEFACTOR=	3.086E+002
STAGE:CS4	
CS: SUMMATION	

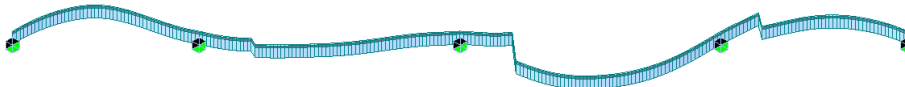
En esta fase aparecerán desplazamientos en la dirección “x” de 3.88cm.

- Deformada en “y”

Los desplazamientos seguirán siendo nulos.

- Deformada en “z”

Academic version



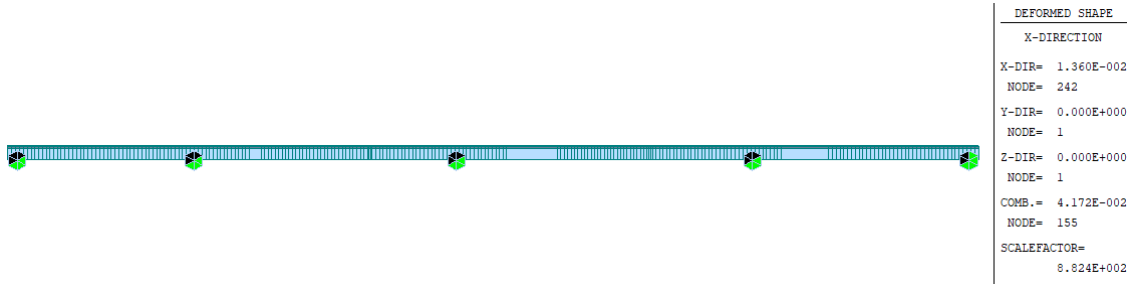
DEFORMED SHAPE	
Z-DIRECTION	
X-DIR=	0.000E+000
NODE=	1
Y-DIR=	0.000E+000
NODE=	1
Z-DIR=	-3.855E-002
NODE=	154
COMB.=	3.921E-002
NODE=	153
SCALEFACTOR=	3.113E+002
STAGE:CS4	
CS: SUMMATION	
LAST	

Se observa nuevamente como la mayor deformación vertical vuelve a estar en la zona central del tercer vano, la cual tiene una deformación máxima de 3.86 cm. Debido a la restricción de los desplazamientos longitudinales en el apoyo sobre el estribo, el cuarto vano se arqueará al verse sometido a la compresión del tramo en voladizo y a la restricción del desplazamiento en “x” del apoyo del estribo.

13.2.5. En servicio

Tras la puesta en servicio de la estructura, los desplazamientos que aparecerán serán los siguientes.

- Deformada en “x”

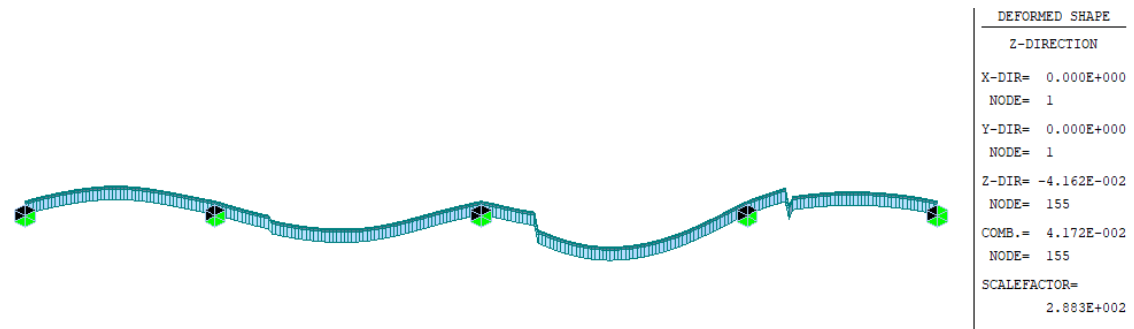


Se observan unos desplazamientos de 1.36 cm.

- Deformada en “y”

Una vez más, no aparecerán deformaciones en la dirección “y”.

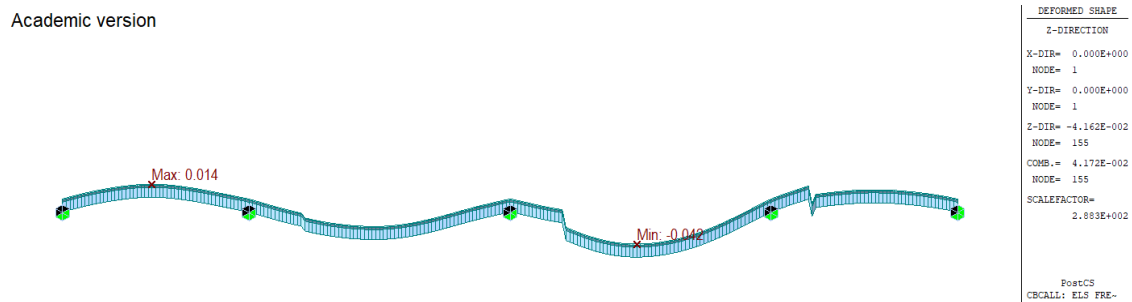
- Deformada en “z”



Volverá a aparecer una flecha en el tercer vano de 4.16 cm.

13.2. Comprobación de flecha

Según se ha realizado para el proceso constructivo anterior, la IAP-11 [3] establece que la flecha vertical máxima para la sobrecarga frecuente no puede superar los 7 cm para este caso concreto.



Al observar la deformada, se comprueba que la máxima flecha aparecerá en la parte central del vano 3, con una flecha de 4.2 cm, la cual no supera el límite establecido.

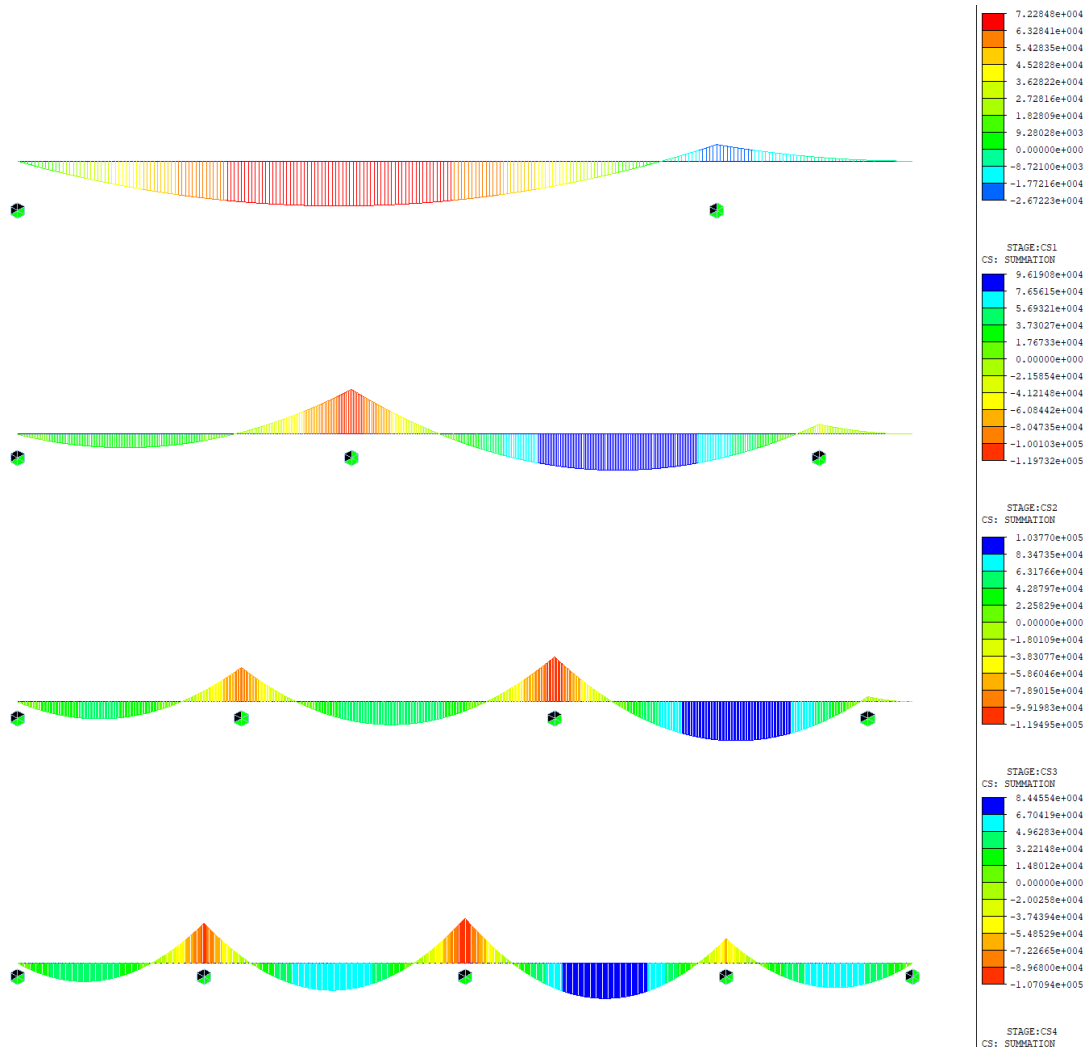
Cabe destacar que la máxima flecha positiva se da en el primer vano, el cual sufre un levantamiento de 1.4 cm.

13.3. Esfuerzos

En este apartado se evaluarán los esfuerzos que aparecen en cada una de las etapas constructivas, haciendo hincapié en el momento flector, cuya evolución se ha estudiado con especial interés ya que es el esfuerzo que condiciona el diseño de la armadura activa.

13.3.1. Momento flector "My"

A continuación se muestran los diagramas del momento flector correspondientes a cada etapa de la construcción. En estos diagramas se observa como los valores de éste van progresando según avanza la ejecución de los diferentes vanos.



Como se puede comprobar, los diagramas de esfuerzos se parecen mucho a los que aparecerían si el tablero se ejecutara de una sola vez, con la diferencia de que la construcción tramo a tramo, aunque similar en sus resultados, produce cambios en cuanto a la ley de momentos.

En primer lugar, comentar que en las zonas centrales de los vanos aparecerán momentos flectores positivos, mientras que sobre las pilas aparecerán momentos negativos producidos por el peso de los vanos. Durante la construcción, la ley de momentos será cambiante debido a la adición del nuevo tramo en cada fase y a que la longitud los vanos laterales y centrales no es la misma.

En cuanto a los momentos negativos máximos, estos se darán sobre la primera pila durante la segunda etapa, con un valor de $-119732 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Esto es debido a que a un lado tiene un vano lateral, el cual, al ser más corto que el central, reducirá menos el momento flector negativo, mientras que al otro lado se ejecuta uno de los tramos centrales, que genera uno de los momentos positivos más grandes durante la construcción. La combinación anteriormente descrita es la que produce los mayores momentos negativos.

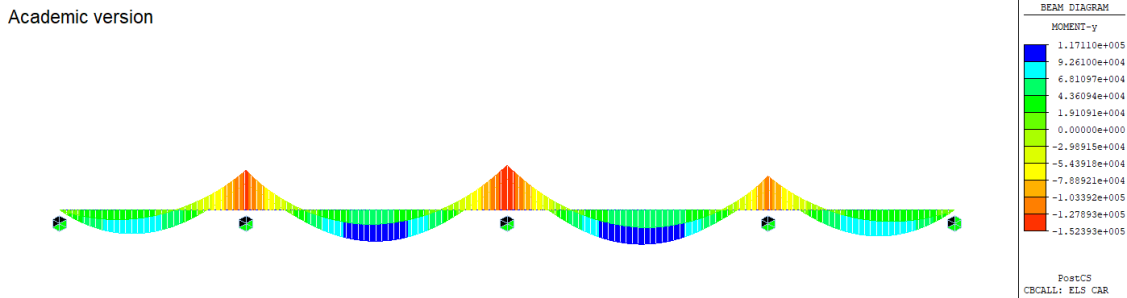
Por otro lado, se observa como la longitud del tramo en voladizo del tramo ejecutado afecta también a los esfuerzos que aparecen en el vano previo. Esto se puede apreciar comparando los esfuerzos en las etapas 1 y 2, en los que se ejecutan voladizos de una longitud de 14 metros, como los aparecidos en la etapa 3, en el cual el voladizo tiene solo 10 metros de longitud. Estos voladizos actuarán como un contrapeso para el vano previo, haciendo que su mayor longitud aumente los momentos negativos en la pila en la que apoya y, por lo tanto, reduciendo los momentos positivos máximos que aparecen en el vano anterior. Es por esta razón, que los momentos positivos más grandes que aparecen durante el proceso constructivo se dan en la fase 3, ya que, al tener un voladizo más corto, el peso propio del vano anterior no se compensa, produciendo momentos de

103770 kN*m.

Este mayor momento positivo generará que las tracciones en la cara superior del tablero sobre la tercera pila sean considerablemente menores que en el resto de casos.

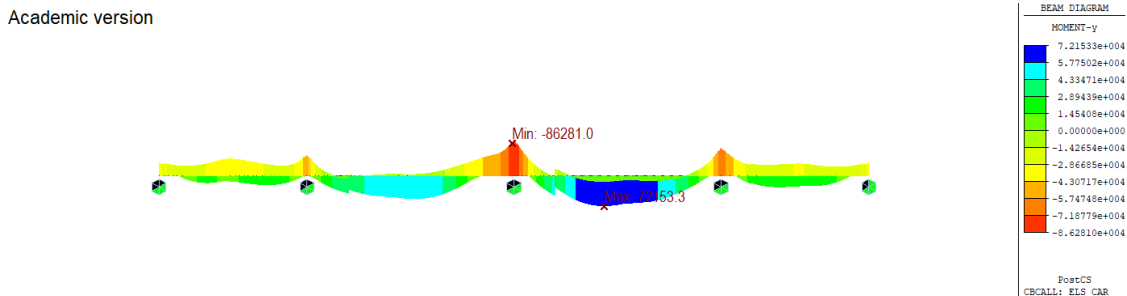
Tal y como se pudo ver en el apartado de dimensionamiento del pretensado para este proceso constructivo en el Capítulo 2, este momento en concreto será el que condicione finalmente la cuantía de pretensado utilizada y que sea necesario tesar todos los cables de una vez en lugar de hacerlo por fases.

A continuación, se observan los resultados de los momentos flectores “My” para el estado límite de servicio característico, el cual se sabe que es el que produce la combinación de cargas más desfavorable.



Se observan momentos máximos en la pila central de -152393 kN*m y en el centro del tercer vano, con un momento positivo de 117110 kN*m.

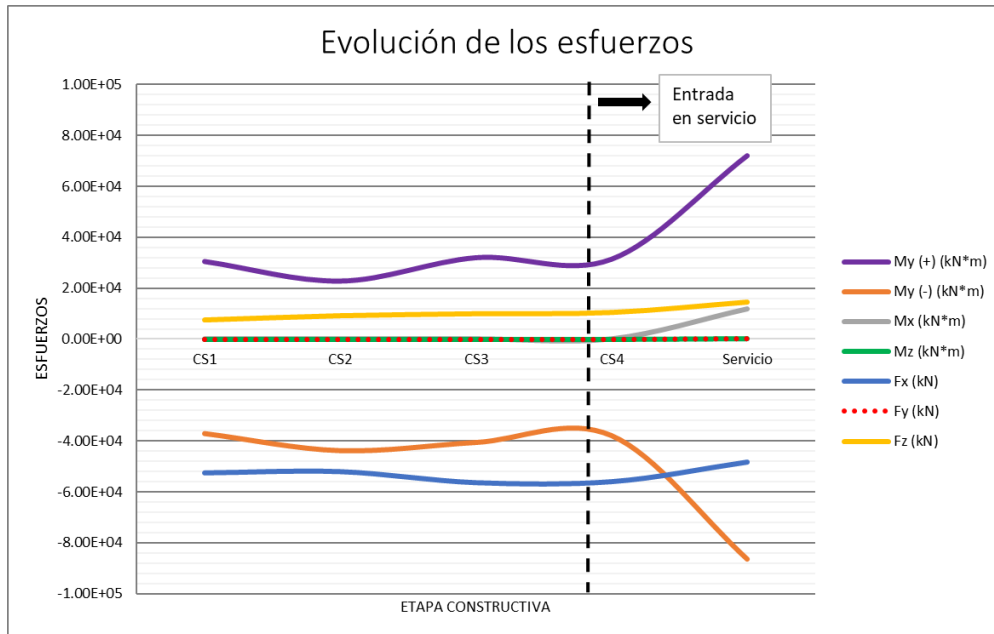
Tras aplicar el pretensado, los momentos flectores que aparecerán en servicio serán los que siguen.



Se observa como los momentos máximos se han reducido considerablemente debido a la acción del pretensado, aunque siguen apareciendo en las mismas zonas.

13.3.2. Comparación de esfuerzos

En este apartado se mostrará una evolución de los esfuerzos obtenidos en cada etapa constructiva, habiendo representado gráficamente los valores máximos de cada esfuerzo en cada fase hasta llegar a la puesta en servicio de la estructura.



Se puede observar como al seguir este procedimiento constructivo, aparecen momentos flectores “My” de relevancia tanto positivos como negativos, los cuales se incrementan notablemente al llegar la puesta en servicio de la estructura. Se puede observar así mismo como los mayores momentos positivos durante la fase de construcción se dan en CS3, mientras que los máximos negativos parecen en CS2.

Se aprecia como para este caso, al introducir la misma cuantía de armadura activa en todos los vanos y tesarlos todos tras el hormigonado de su correspondiente tramo de tablero, el esfuerzo axial “Fx” mantiene un valor constante a través de toda la construcción, sólo incrementado levemente al ejecutarse los vanos centrales. Este valor del axil decrecerá tras la cuarta etapa debido a las pérdidas diferidas que ocurren en el pretensado a consecuencia del paso del tiempo.

Por último, hay que mencionar que el esfuerzo cortante “Fz” crece constantemente durante la etapa de construcción y en la puesta en servicio de la estructura.

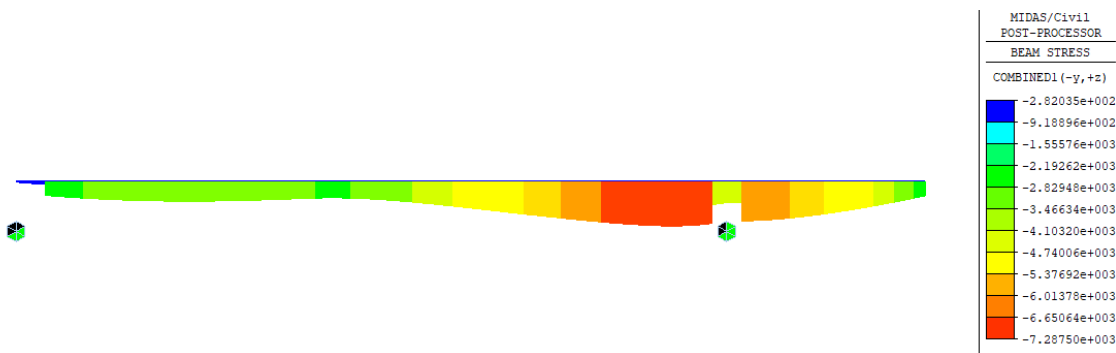
13.4. Tensiones

En este apartado se comprobará que las tensiones que aparecen en las fibras de la estructura no superen los límites tensionales establecidos, así como la condición de que no aparezcan tracciones en ningún punto del tablero durante el proceso constructivo.

13.4.1. Etapa 1: CS1

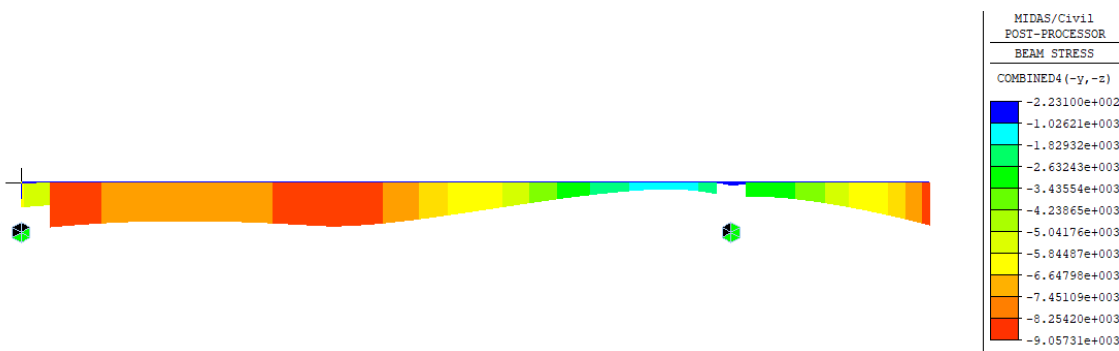
En esta etapa aparecerán las siguientes tensiones en la estructura tras la aplicación del pretensado.

- Fibra superior



Se observa como en la fibra superior todas las tensiones que aparecen son compresiones, siendo las zonas sobre los apoyos las que están más cercas de la descompresión.

- Fibra inferior



Se observa como la fibra está completamente comprimida, aunque existe la particularidad de que la zona sobre el apoyo se encuentra casi descomprimida. Esto cobra sentido al comparar este diagrama con el de la deformación vertical del tablero, el cual mostraba como esta fibra se traccionaba debido al levantamiento que sufre el vano y el voladizo.

13.4.2. Etapa 2: CS2

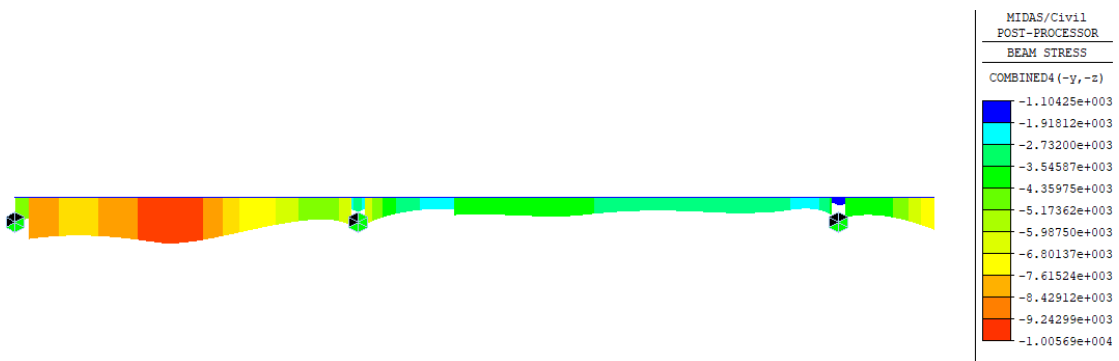
En esta etapa aparecerán las tensiones que siguen

- **Fibra superior**



Se observa como la fibra superior se encuentra completamente comprimida, con un valor máximo de 6.63 MPa.

- **Fibra inferior**



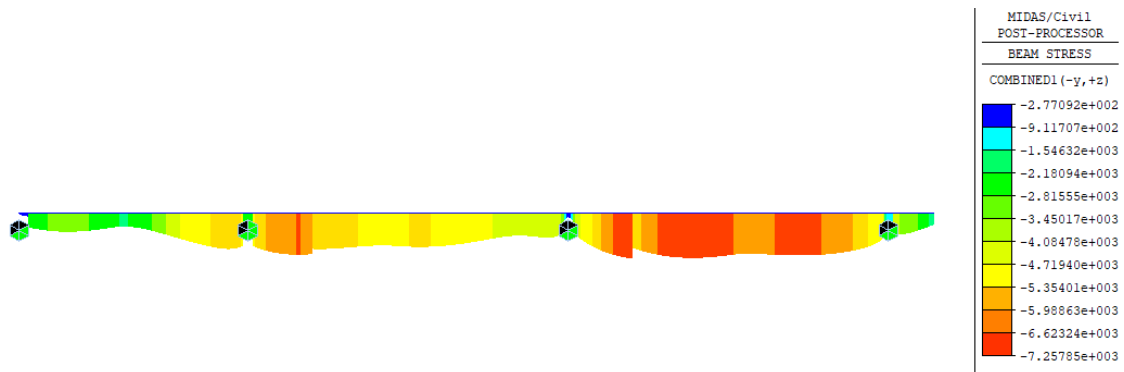
Con unas compresiones máximas de 10 MPa y unas mínimas de 1.104 MPa, se comprueba como la fibra inferior no presenta tracciones.

Se observa como para esta etapa, debido a la deformación hacia arriba que sufre el primer vano, las compresiones de este son mayores en la fibra inferior que en la superior, al contrario de lo que pasa para el siguiente vano.

13.4.3. Etapa 3: CS3

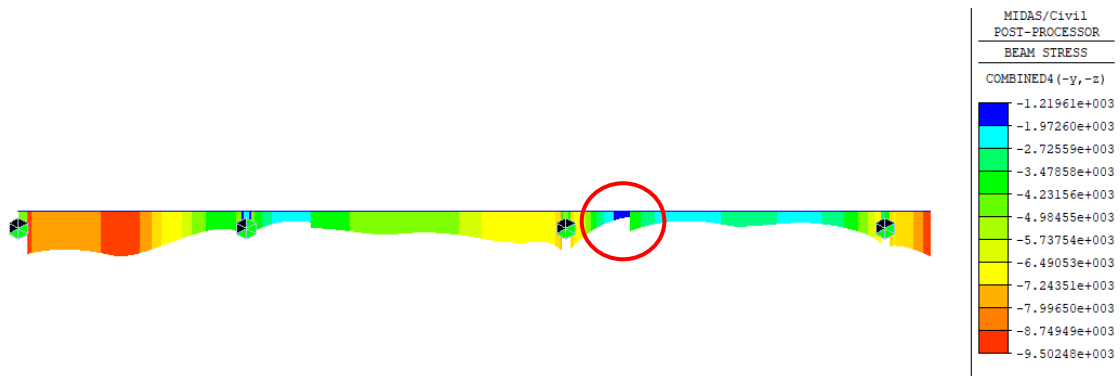
Para la fase de construcción del tercer tramo de tablero, se originarán las siguientes tensiones.

- Fibra superior



Se vuelve a observar como toda la fibra superior se encuentra comprimida, apareciendo los valores más bajos en las zonas de los apoyos, debido al momento flector negativo originado por el peso propio de los vanos.

- Fibra inferior



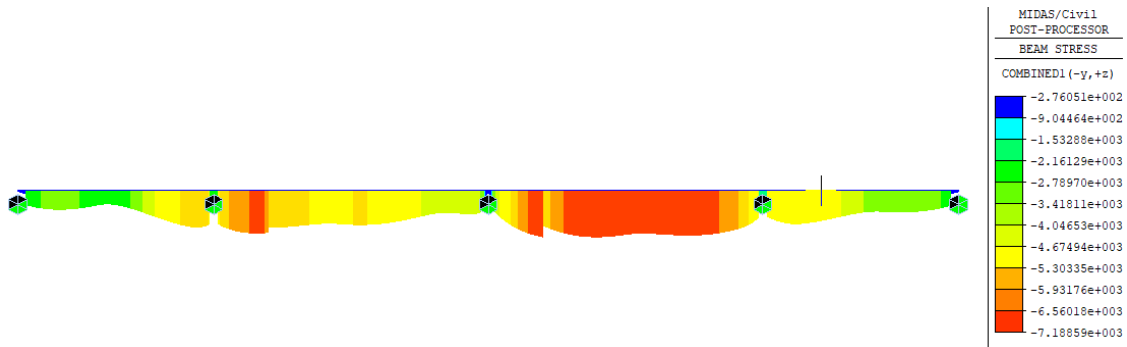
En esta etapa se puede observar como en el tercer vano las compresiones de la fibra inferior son menores, ya que como se explicó anteriormente, una menor longitud del voladizo contiguo originará un aumento de los momentos flectores positivos en el vano 3.

Se observa además claramente que el centro de gravedad del anclaje de los cordones de este tramo está más bajo que el de los cordones del tramo 2 previamente anclados en esa misma sección. Como se puede comprobar, esto justifica la decisión de bajar los puntos de anclaje, debido a que si estuvieran en una posición más elevada, no compensarían las tracciones que aparecen en la fibra inferior.

13.4.4. Etapa 4: CS4

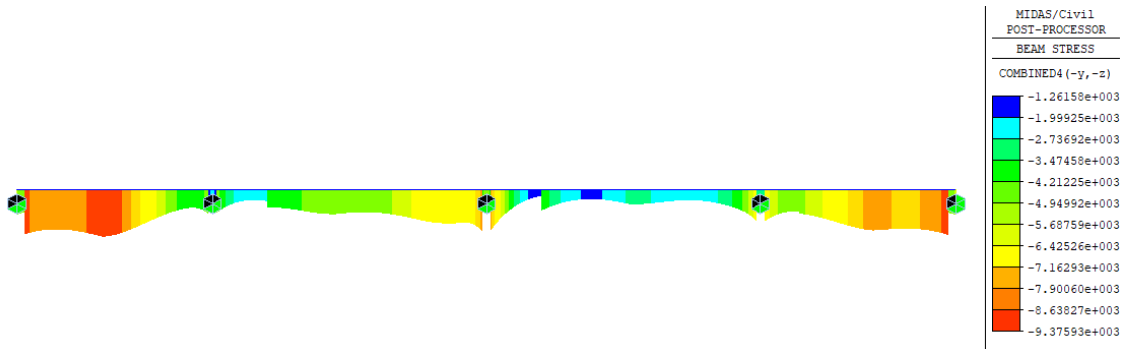
En este apartado se comprobarán las tensiones originadas en la estructura en la última etapa de construcción del puente.

- **Fibra superior**



Se observa que, como hasta ahora, toda la fibra superior se encuentra comprimida, con unas tensiones máximas de -7.19 MPa.

- **Fibra inferior**

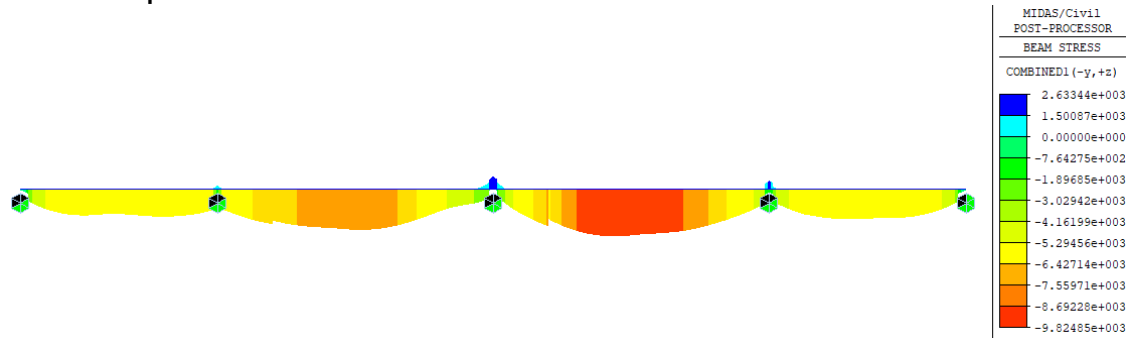


Para la fibra inferior vuelve a ocurrir lo mismo, destacando que para el último tramo de 40 metros ejecutado en esta fase ocurrirá también que la fibra inferior está más comprimida que la superior, debido al levantamiento que produce en este vano.

13.4.5. En servicio

A continuación, se comprobará el cumplimiento de los límites tensionales establecidos para el estado límite de servicio característico en ambas fibras.

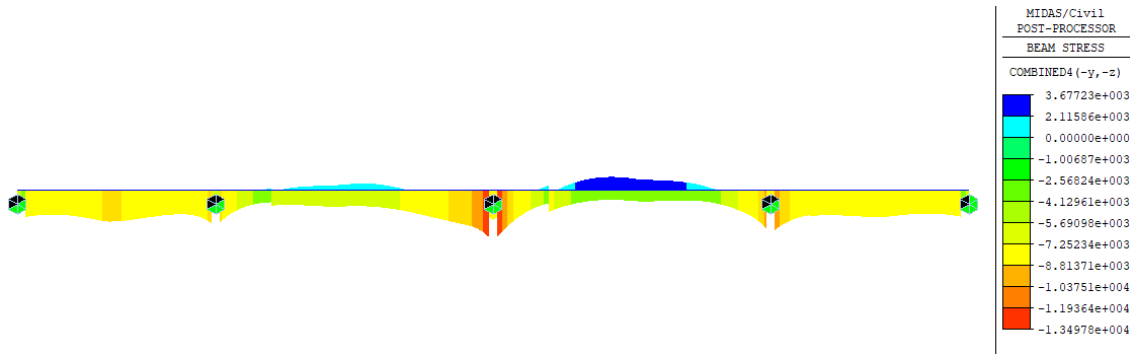
- **Fibra superior**



Para la fibra superior se observa que aparecen tracciones en las zonas del tablero que apoyan sobre las pilas,

debidas al momento negativo generado en esos puntos. El mayor valor de estas tracciones, de 2.63 MPa se dará sobre la pila central, ya que será el punto donde los momentos negativos sean mayores. Se comprueba por tanto que se cumple el límite tensional.

- **Fibra inferior**

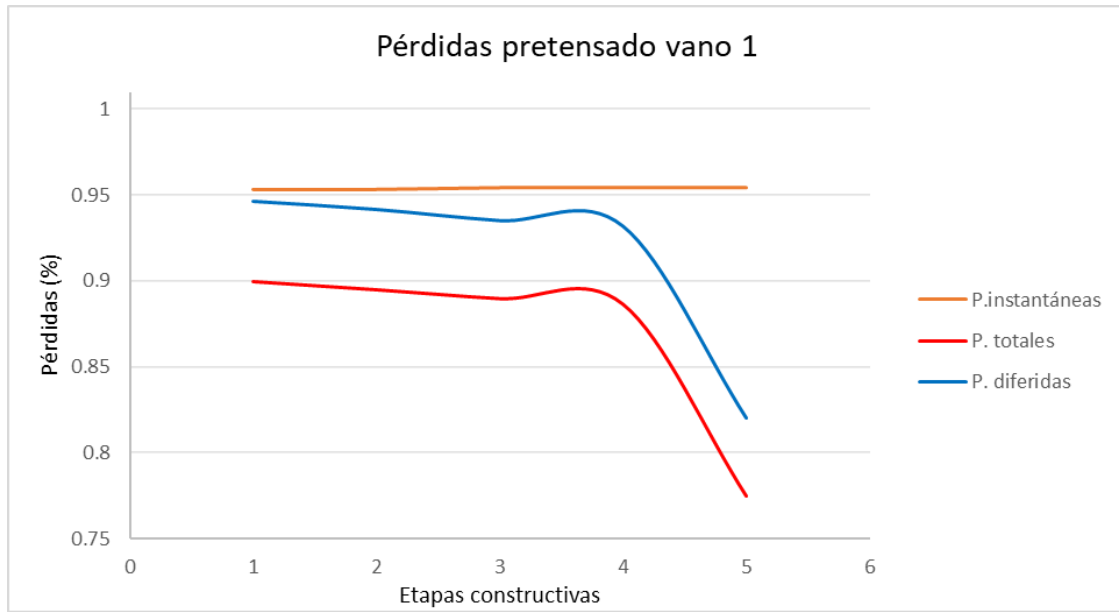


Se observa que, como se ha ido repitiendo a lo largo de este apartado, las mayores tracciones se producirán en la fibra inferior del tercer vano, ya que éste será el que sufra el mayor momento flector positivo. Las tracciones que aparecen tendrán un valor máximo de 3.67 MPa, el cual no supera por poco la resistencia a tracción del hormigón, de 3.8 MPa.

13.5. Pérdidas

Como el pretensado de este proceso constructivo se ha modelizado de forma que el trazado define la posición del centro de gravedad de la disposición real de los cables, se asumirá que las pérdidas que aparezcan en este tendón se mantendrán porcentualmente para cada uno de los seis tendones que se disponen para cada alma.

Se ha decidido tomar el pretensado del primer tramo ejecutado, ya que es el único que se dispone desde el principio de la construcción y sufre todos los esfuerzos producidos durante estas etapas.



Pretensado vano 1		
Pérdida	%	Tensión(kN)
P. instanáneas	95	1331486
P. diferidas	82	250719
P. Totales	77	1080767

Finalmente se obtienen un valor de la fuerza de pretensado del 77%, un rendimiento mayor al de los tendones obtenidos por el método de avance en voladizo.

14. CONSTRUCCIÓN POR LANZAMIENTO INCREMENTAL

En este apartado se desarrollará un estudio de los resultados aportados por el modelo creado para la simulación de la construcción de un puente por medio del proceso constructivo conocido como lanzamiento incremental.

Tal y como se mencionó en el capítulo 2, este proceso constructivo consta de un total de 290 etapas, por lo que se tomarán para comparar solo algunas de las etapas más significativas.

También cabe mencionar, que, en ciertos puntos del análisis, se comprobarán por separado los resultados obtenidos para el tablero y para la nariz de lanzamiento, ya que, al ser elementos completamente distintos, con materiales tan diferentes como son el hormigón y el acero, las tensiones y deformaciones admisibles son muy dispares.

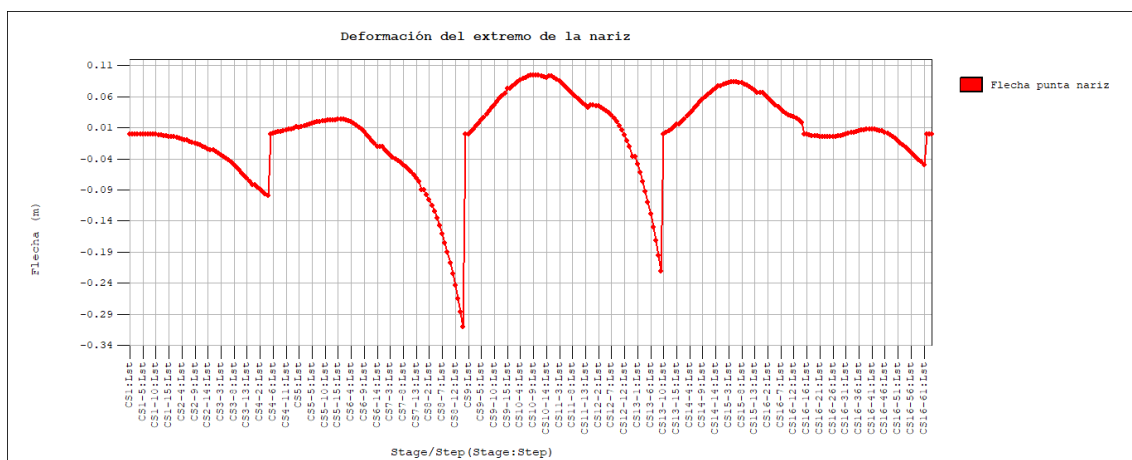
14. Comportamiento de la nariz de lanzamiento.

En este apartado se realizará un análisis diferenciado de la respuesta del pico de avance, con el objetivo de observar su comportamiento y de comprobar que cumple con las propiedades resistentes del material que lo compone.

14.1. Deformaciones. Comprobación de flecha.

La función principal de este elemento auxiliar es el de reducir los esfuerzos y deformaciones que sufriría un voladizo compuesto exclusivamente de la viga del tablero. Es capaz de aguantar una flecha mucho mayor gracias a sus propiedades, la cual corregirá al llegar a la pila gracias a la acción de gatos hidráulicos verticales.

A continuación, se muestra la evolución que tendrá la flecha en el extremo de la viga, el cual será el punto de mayor interés ya que será esta flecha la que deban corregir los gatos verticales.



Se observa como el valor de la flecha aumenta negativamente su valor en las primeras etapas de la construcción hasta llegar a la etapa CS4-5P, en la cual la nariz se apoya en la primera pila. El proceso de corrección ejecutado por los gatos verticales se ve reflejado en el gráfico como aquellos cambios bruscos en la curvatura prácticamente verticales.

Se observa como la mayor flecha se da en la etapa CS8-15P, justo al llegar el extremo del pico de avance a la pila central. En este caso los gatos deberán corregir una flecha de 31 cm.

Cabe destacar que, tras el apoyo en las pilas, según continúa el proceso de avance se produce una elevación en la cota del pico de avance. Este se produce debido al momento flector positivo producido a causa del peso propio del tablero y del resto del pico de avance. No es aproximadamente hasta que no existe un voladizo que llegue hasta la mitad del vano, que el peso del voladizo no originará que la flecha vuelva a ser negativa.

14.1.1. Tensiones

A modo de resumen, en este apartado se aportará los valores máximos de las tracciones y las compresiones que sufrirá a nariz de lanzamiento durante el proceso constructivo.

Antes de nada, hay que recordar que el material empleado es un acero de construcción S275, con 275 MPa de límite elástico, soportando estas tensiones tanto de valor positivo como negativo.

Comprobando las tablas de resultados que se obtienen del modelo de cálculo, se comprueba que las mayores tensiones que aparecen en la nariz serán las siguientes.

Tensiones máximas (Mpa)	
Tracciones	102
Compresiones	102

Estas aparecen en las etapas CS10-9 a la CS10-12 en las zonas más próximas al dintel del tablero.

Se observa como estos valores no sobrepasan la capacidad del acero, por lo que la nariz de lanzamiento cumple para las solicitaciones a las que se ve sometida.

14.2. Desplazamientos

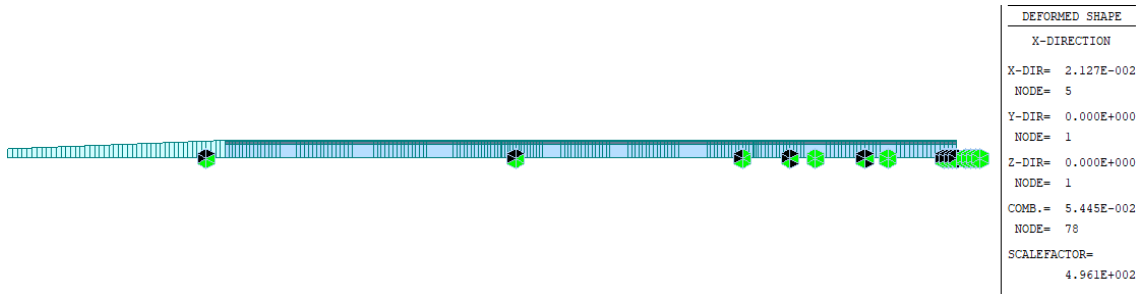
14.2.1. Durante la construcción

En este apartado nos centraremos a analizar los desplazamientos más significativos, ya que cada una de las etapas que se generan en el modelo se corresponde a un desplazamiento de 1 metro, el cual tarda en ejecutarse apenas unos minutos. Por lo que, a forma de resumen, se tomará la sección que durante la construcción genera la mayor flecha en el tablero.

Esta etapa es la CS11-12, la cual representa el instante en el que el extremo del tablero está a punto de llegar a la pila central, pero sin haber llegado a apoyarse aún.

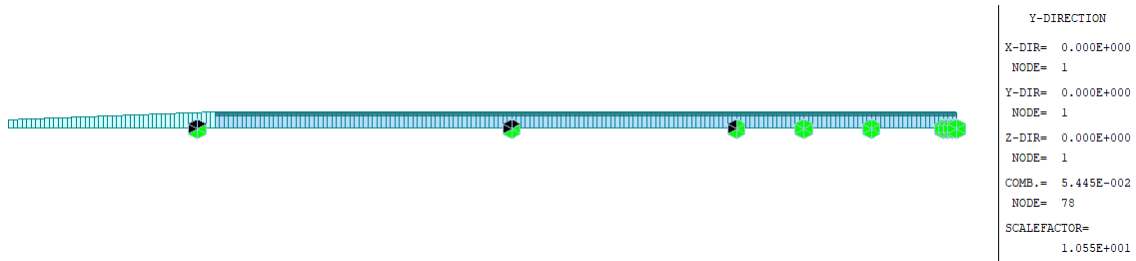
Para esta etapa se dan los siguientes desplazamientos en el tablero.

- Deformada en "x"



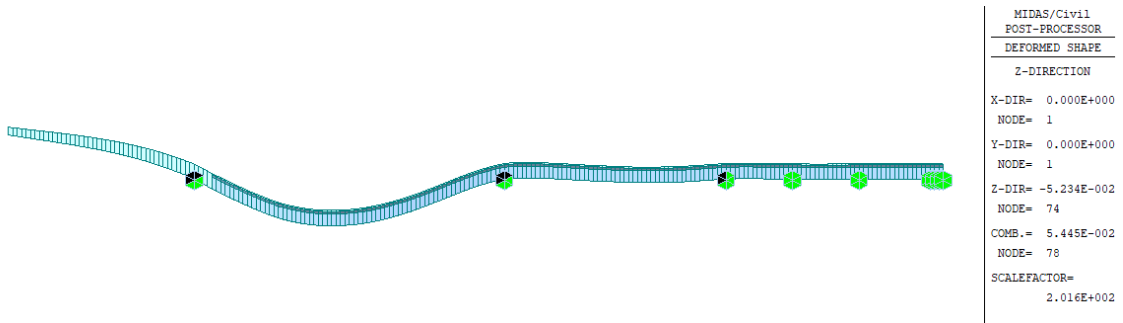
Se observa como en el tablero aparecerán deformaciones en la dirección "x" de 2.1 cm de valor máximo.

- Deformada en "y"



No aparecerán desplazamientos en esta dirección.

- Deformada en "z"



El desplazamiento mayor en la dirección "z" en el tablero tiene un valor de 5.23 cm.

14.2.2. En servicio

A continuación, se mostrarán los desplazamientos que aparecen con la estructura ya en servicio bajo la actuación de la combinación de cargas característica.

- Deformada en “x”

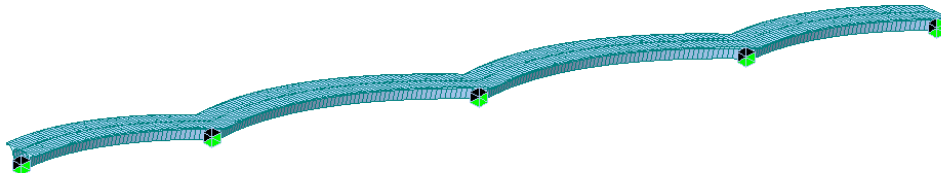


```

X-DIRECTION
X-DIR= 1.400E-002
NODE= 93
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 5.152E-002
NODE= 131
SCALEFACTOR=
8.569E+002
    
```

Aparecen unas deformaciones de 1.4 cm.

- Deformada en “y”

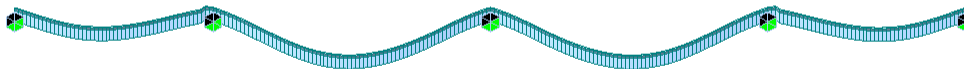


```

Y-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 7.458E-004
NODE= 132
Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
COMB.= 5.152E-002
NODE= 131
SCALEFACTOR=
1.609E+004
    
```

Una vez la estructura entra en servicio, aparecerán unos pequeños desplazamientos en la zona central de los vanos en la dirección “y” de 0.74 mm.

- Deformada en “z”



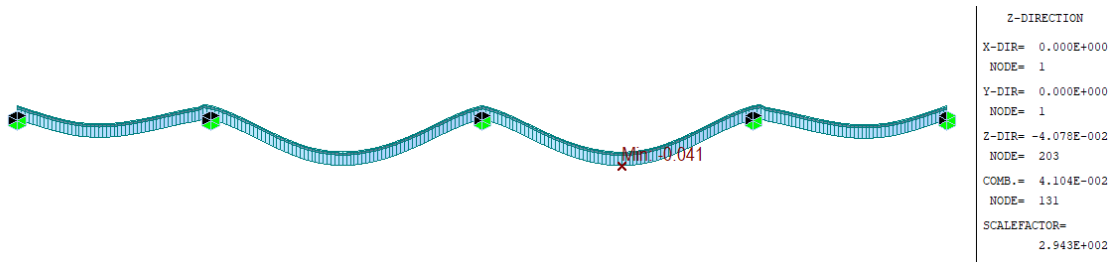
```

MIDAS/Ci-v11
POSTI-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
Z-DIRECTION
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= -5.129E-002
NODE= 203
COMB.= 5.152E-002
NODE= 131
SCALEFACTOR=
2.340E+002
    
```

Se observa como aparecerán unas deformaciones verticales de 5.12 cm en los puntos medio de los dos vanos centrales.

14.3. Comprobación de flecha

Nuevamente se vuelve a comprobar la flecha vertical máxima de la estructura para la sobrecarga frecuente, admitiendo una flecha de como mucho 7 cm.



Se observa que la flecha máxima se da en el centro del segundo vano ejecutado, con un valor de flecha de 4.1 cm.

14.4. Esfuerzos

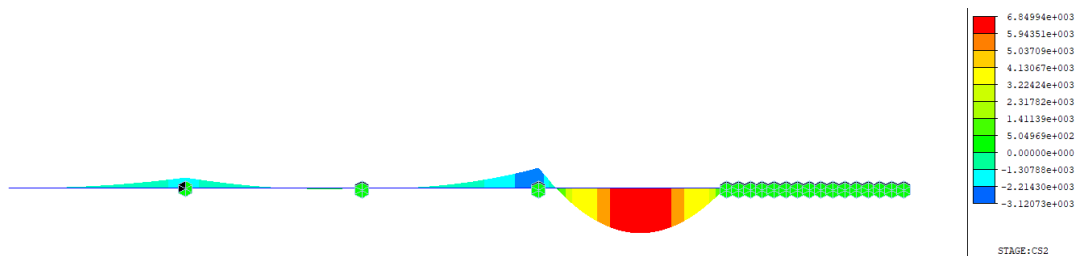
Tal y como se ha venido haciendo para los procesos constructivos previos, el análisis de los esfuerzos de la estructura se centrará en el momento flector “My”.

En este apartado se considerarán en todos los diagramas la nariz de lanzamiento, ya que ayuda a entender de qué forma se comporta el conjunto del voladizo.

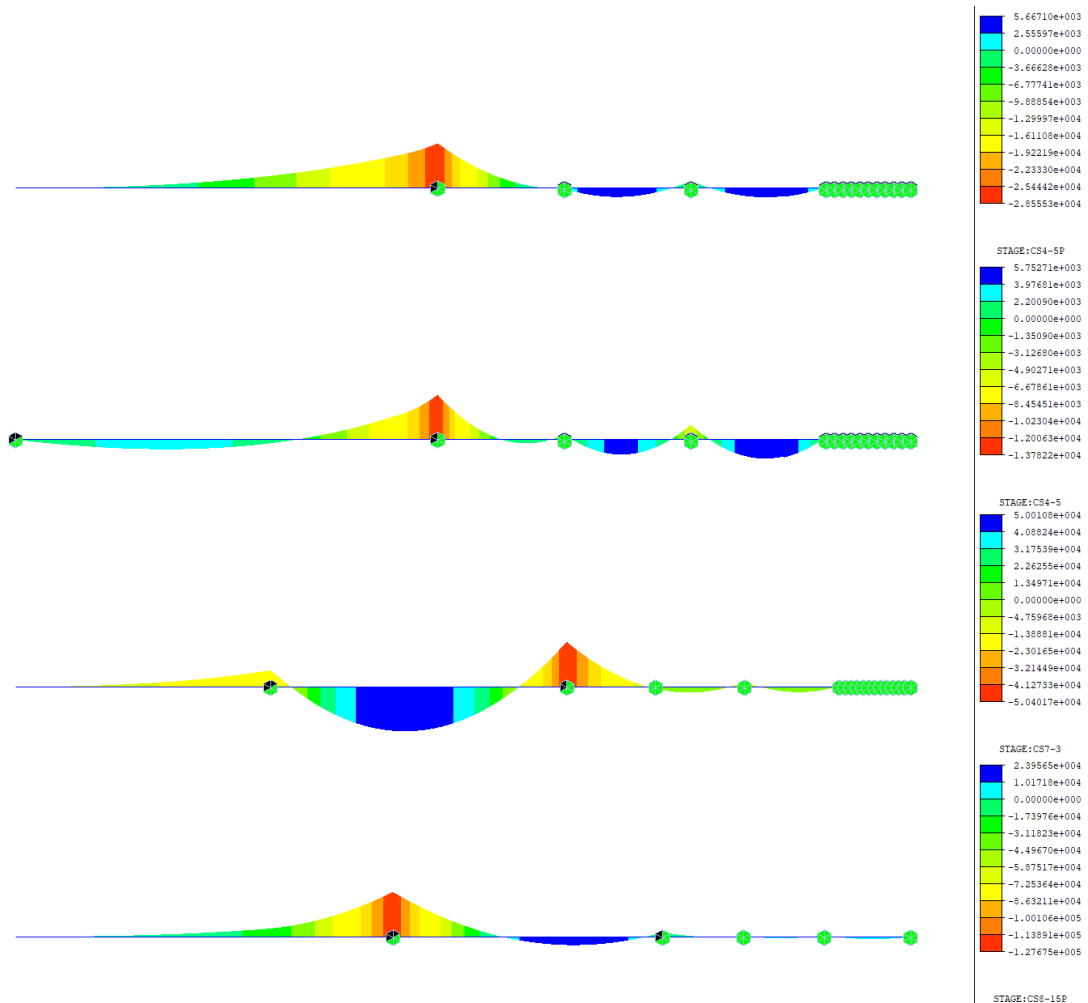
14.4.1. Momento flector “My”

En este apartado se estudiará la evolución del momento flector “My” a través de varias etapas y subetapas del proceso constructivo. Se han escogido algunas de estas fases, las cuales se ha considerado más relevantes debido a que en estas la estructura se encuentra en algún momento crítico del empuje, ya sea el instante previo al apoyo en la pila, el instante después del apoyo, etapas donde el voladizo llega hasta la mitad del vano, etc.

A continuación, se presenta una evolución del momento flector a través de dichas etapas.

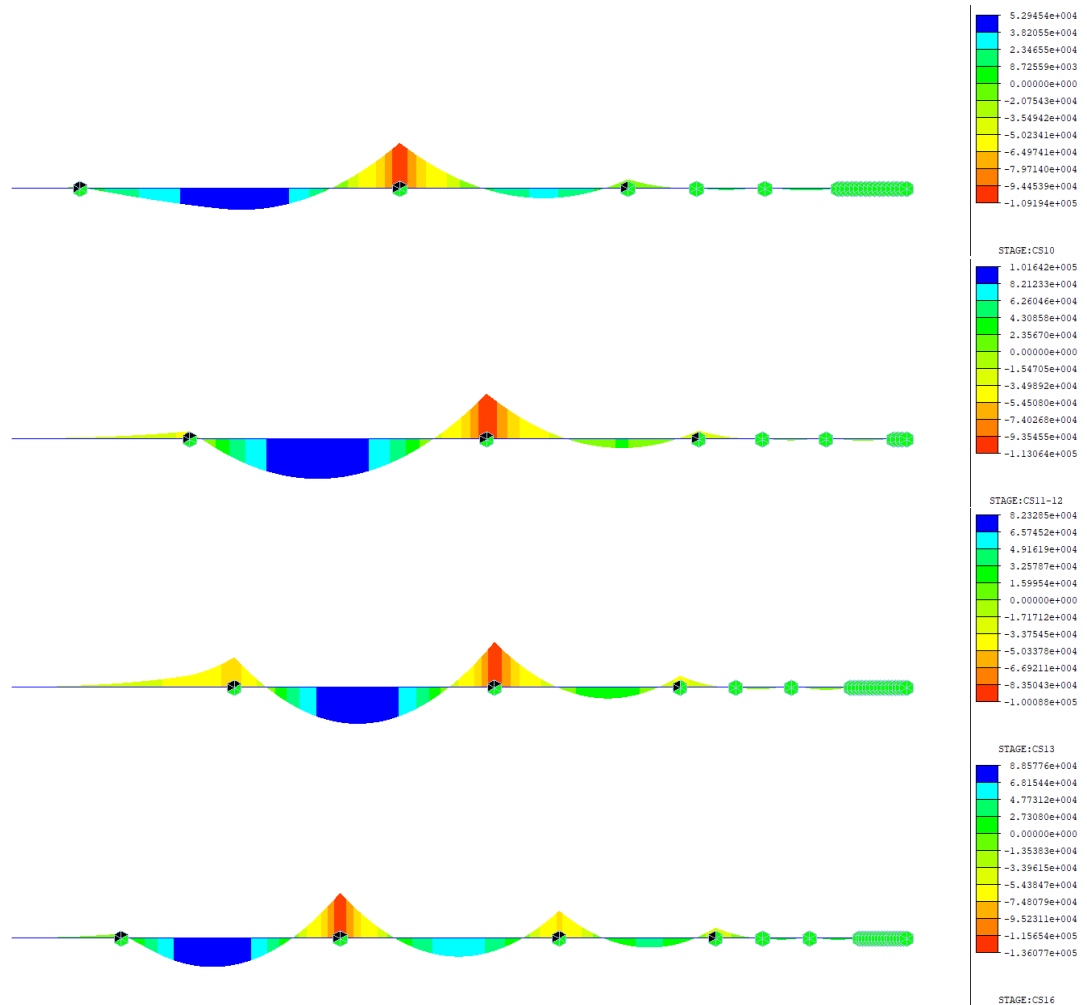


En esta primera etapa CS2, ya ha construido la primera dovela y se ha empujado para construir la segunda, lo cual ha originado que una pequeña parte de la nariz esté en voladizo, originando el pequeño momento negativo que aparece a la izquierda sobre el apoyo del estribo.



A continuación, se muestra en las dos primeras etapas la llegada del pico de lanzamiento a la primera pila. Se observa como en la primera de estas, en la que aún no se ha producido el apoyo, el conjunto nariz-tablero se encuentra totalmente en voladizo, lo cual se traduce en un momento negativo sobre el apoyo del estribo. Se aprecia que, al llegar a la pila, el momento flector se redistribuye, apareciendo ahora momentos positivos en el vano, lo cual reduce los momentos negativos que aparecían sobre el estribo.

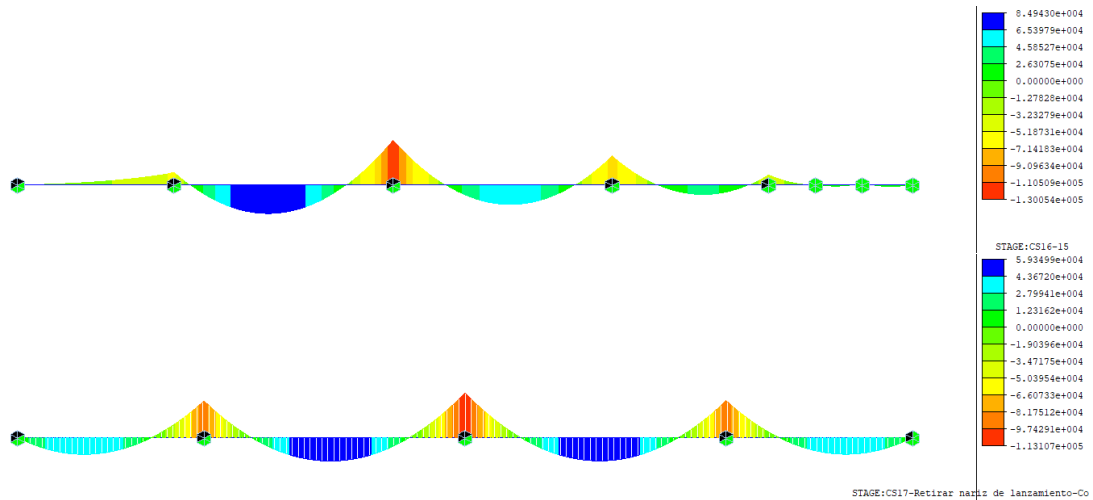
En las dos siguientes etapas se muestra como continúa el avance, lo cual provoca que la nariz vuelva a estar nuevamente en voladizo mientras que ahora hay mucho más tramo de tablero suspendido en el vano, lo que se traduce en un aumento considerable del flector positivo en CS7-3. La etapa siguiente, muestra como al volver a añadirse contrapeso en voladizo al pasar el tablero por la pila y seguir avanzando, los momentos positivos del primer vano se reducen, haciendo que vuelvan a predominar los momentos negativos sobre la primera pila.



En estas fases se observa como avanza el voladizo tras el apoyo de la nariz de lanzamiento en la pila central en la etapa CS10. Se observa de nuevo como al encontrarse más tramo de tablero entre las dos pilas, y estando en voladizo tan solo una parte de la nariz de lanzamiento, los momentos flectores positivos que aparecerán en el vano serán considerablemente mayores a los vistos hasta ahora. El momento positivo en la fase CS11-12 en el primero de los vanos de mayor longitud es el mayor que aparecerá durante todo el proceso constructivo, de valor $101642 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

A continuación, se muestra como en la etapa CS13 el voladizo sigue aumentando, produciéndose con el un aumento del momento negativo sobre la pila central, seguido de la inevitable reducción del momento positivo en el vano previamente ejecutado.

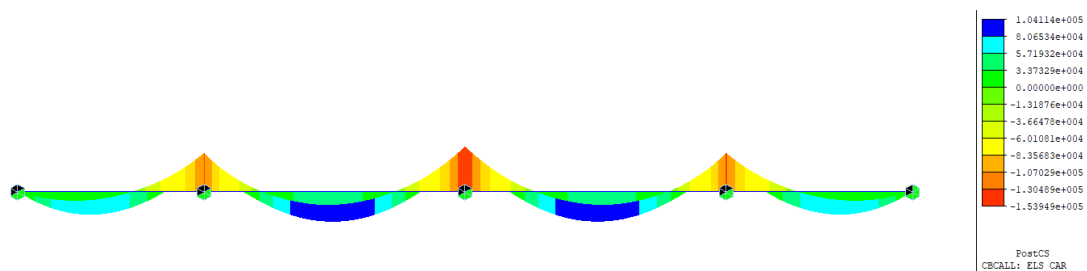
Por último, en la etapa CS16 el pico de lanzamiento ya se habrá apoyado en la última pila y habrá avanzado, dejando tras de sí casi toda la distancia entre pilas ocupada por el tablero, esto ocasionará un aumento del flector negativo en la pila central, el cual da su valor máximo durante todo el proceso constructivo, con un valor de $136077 \text{ kN}\cdot\text{m}$.



Por último, se muestra la llegada de la nariz de lanzamiento al estribo del lado opuesto en el cual comenzó el avance, en la cual se observa que este último tramo ejecutado no aparecen momentos positivos hasta que el tablero llega al estribo.

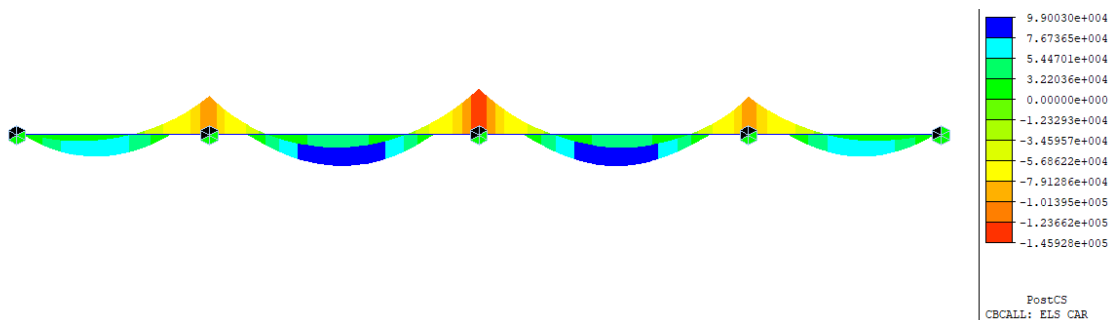
En la siguiente fase se puede observar la distribución de momentos previa a la puesta en servicio de la obra. En esta etapa ya se ha retirado la nariz de lanzamiento y se han ejecutado los diafragmas. En ella aparecerá un momento flector positivo máximo de valor 59345 kN*m, mientras que el negativo será de -113107 kN*m.

A continuación se muestran los momentos obtenidos tras la puesta en servicio para la combinación de cargas característica.



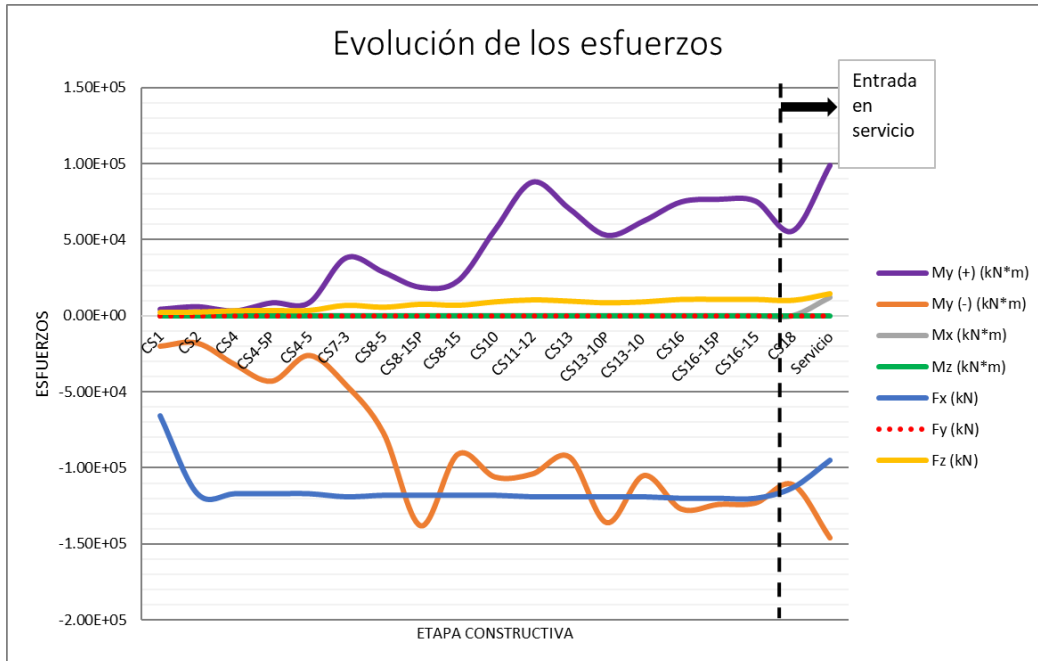
En este diagrama se puede comprobar que el momento negativo máximo se encuentra sobre el apoyo en la pila central, con un valor de -153395 kN*m. En el caso contrario, el momento flector positivo máximo se da en el vano central con un valor de 104114 kN*m.

En comparación con los momentos obtenidos al aplicar el pretensado, se obtiene el siguiente diagrama.



14.4.2. Comparación de esfuerzos

En este apartado se muestra el siguiente gráfico, el cual representa la evolución de los máximos de los diferentes esfuerzos que aparecen en la estructura durante sus etapas constructivas y en servicio.



De esta representación es relevante destacar el como los momentos flectores positivos y negativos van oscilando a causa del proceso de avance, el cual aporta una ley de momentos evolutiva tal y como se ha estudiado anteriormente en este apartado.

También destacar los esfuerzos "Fx", cuyo valor está directamente relacionado con el tesado de los cables en cada fase. Se observa claramente como en la primera fase, al estar tesada sólo la mitad de los cables de la primera dovela, este valor es menor, sin embargo, una vez se ejecuta y se tesa la siguiente dovela, este valor se mantiene constante, debido a que el pretensado es constante en todas las secciones. Se observa también el decrecimiento de este esfuerzo una vez puesta en servicio la obra, debido a la pérdidas diferidas que sufre el pretensado.

14.5. Tensiones

Tal y como se ha venido haciendo para los procesos constructivos anteriormente analizados, se comprobará de igual manera que durante el proceso constructivo y en servicio se cumplen los límites tensionales establecidos.

Para estas comprobaciones se tomarán las etapas constructivas críticas, ya que al tratarse de un pretensado constante en todo el tablero, si se cumplen las tracciones en estas fases, se cumplirán en todas.

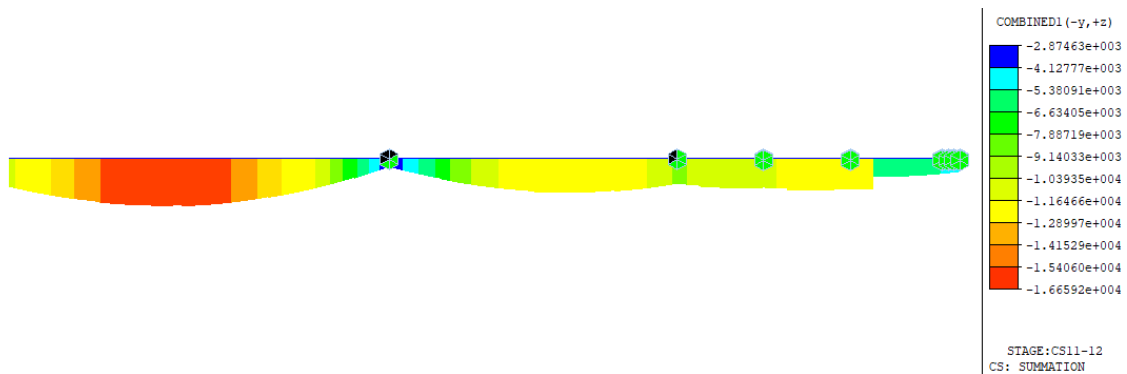
14.5.1. Durante la construcción

Se corroborará que durante la fase de construcción no aparecen tracciones en ninguna de las fibras del hormigón. Para asegurarnos de que esta restricción se cumple una vez se ha añadido el pretensado, se han comprobado tanto la fibra superior como la inferior en todas las 290 etapas que posee el modelo. En esta memoria se comprobarán las tensiones en las dos etapas más críticas, la CS11-12, en la cual aparece el momento flector positivo máximo y la CS16, la cual sufre el momento negativo de mayor valor.

Señalar que de los diagramas de tensiones se ha eliminado la nariz de lanzamiento para evitar que las grandes tensiones que aparecen en esta eviten visualizar bien las que aparecen en el tablero.

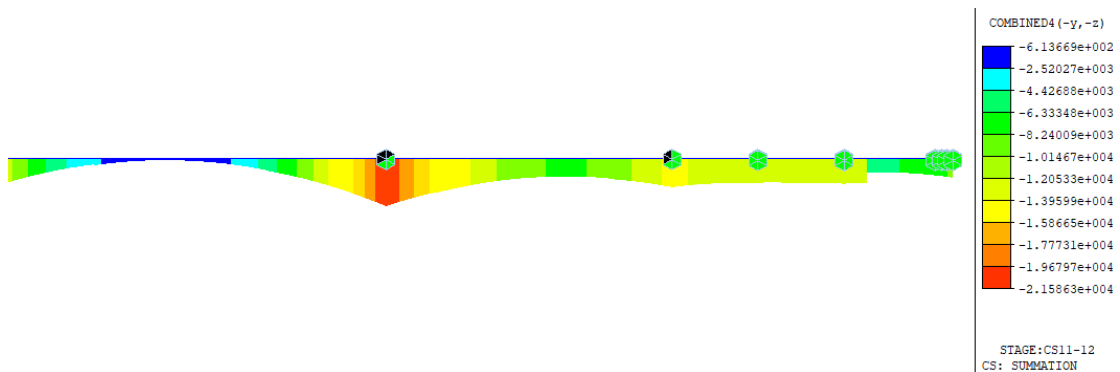
14.5.1.1. Etapa CS11-12

- Fibra superior



Se observa como la fibra superior se encuentra completamente comprimida, con una compresión máxima de 16.65 MPa.

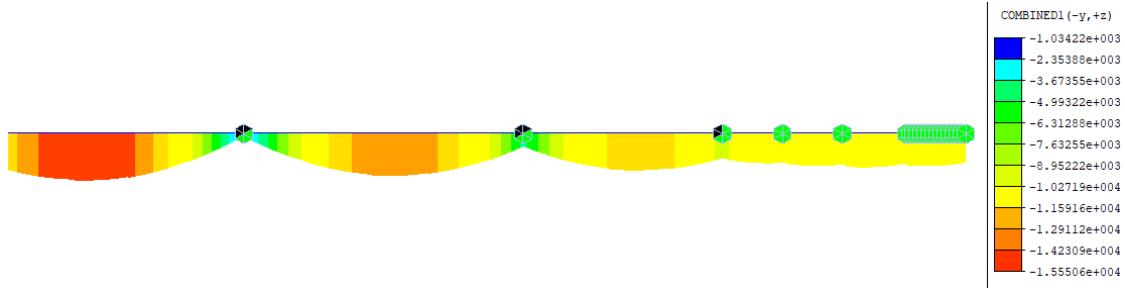
- Fibra inferior



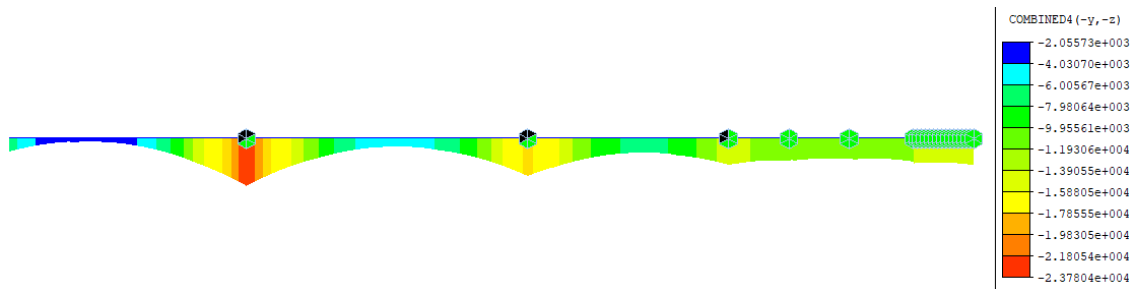
Debido al importante valor del momento flector positivo en el vano central en esta etapa, en la fibra inferior casi llega a la descompresión. Aún así, el pretensado es lo suficientemente apropiado como para garantizar que se cumple la condición de no tracciones durante la construcción.

14.5.1.2. Etapa CS16

- Fibra superior



En la fibra superior en esta etapa casi se llega a la descompresión en la zona sobre el apoyo de la pila central, la cual es originada por el flector positivo que aparece en el vano central como causa del peso propio del tablero. Esta carga también originará que aparezcan compresiones en la fibra superior del tablero en el vano, cuyo valor será de 15.55 MPa.



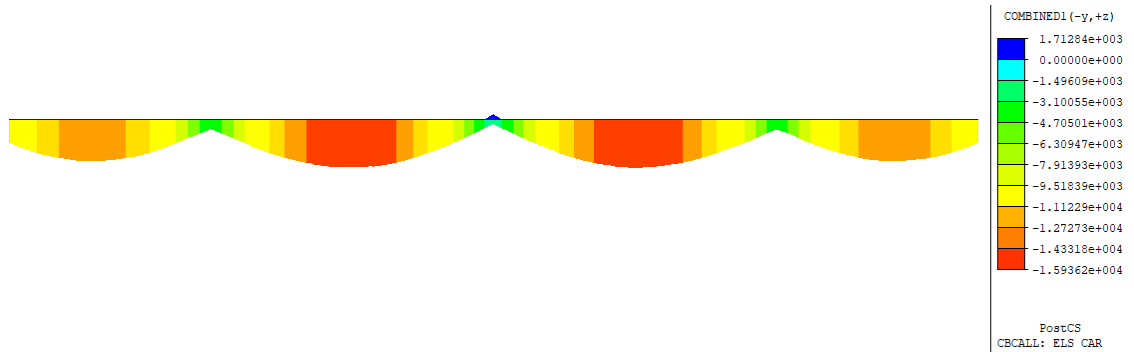
- Fibra inferior

A causa del mismo peso propio mencionado anteriormente, la fibra inferior de este vano posee unas compresiones bastante reducidas.

Destacar también como el momento flector negativo máximo que aparece en la pila central en esta etapa producirá en la fibra inferior del tablero sobre esta pila unas compresiones de 23.7 MPa, las cuales se acercan al límite de las compresiones que puede soportar el hormigón, 27 MPa.

14.5.2. En servicio

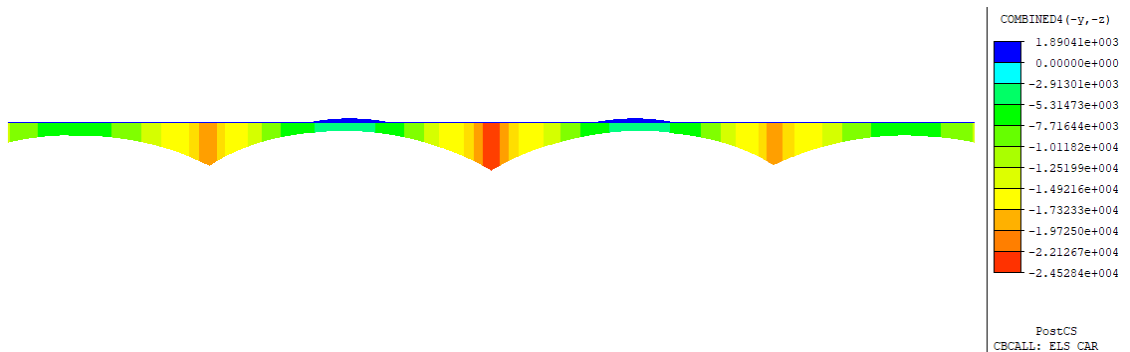
Para la comprobación en servicio se analizarán las tensiones obtenidas para la combinación de acciones característica tal y como se ha hecho hasta ahora en todos los apartados previos.



- **Fibra superior**

En esta fibra, se observan unas tracciones sobre el apoyo de la pila central de 1.71 MPa, las cuales no superan los 3.8 MPa de resistencia a tracción del hormigón. Así mismo, las compresiones aparecidas serán de 15.94 MPa, no superando de esta forma el límite tensional de compresión.

- **Fibra inferior**

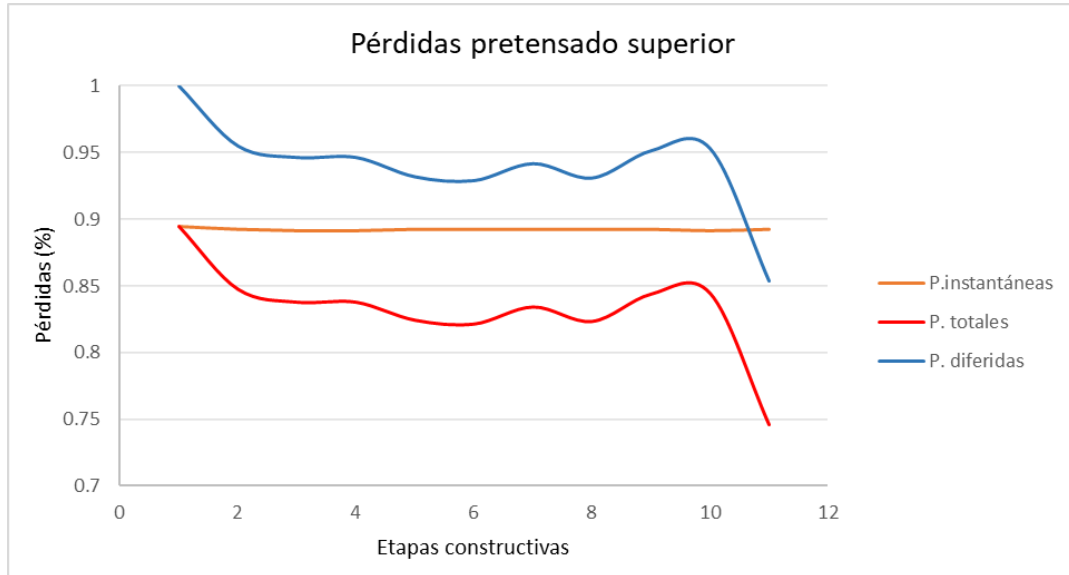


Se aprecia como a causa de los momentos positivos originados en los vanos centrales aparecen tracciones con un valor máximo de 1.89 MPa, las cuales no agotarán la capacidad a tracción del hormigón empleado. De igual manera, las compresiones de 24.53 MPa obtenidas en la zona del apoyo en la pila central tampoco agotarán la resistencia a compresión del hormigón.

14.6. Pérdidas.

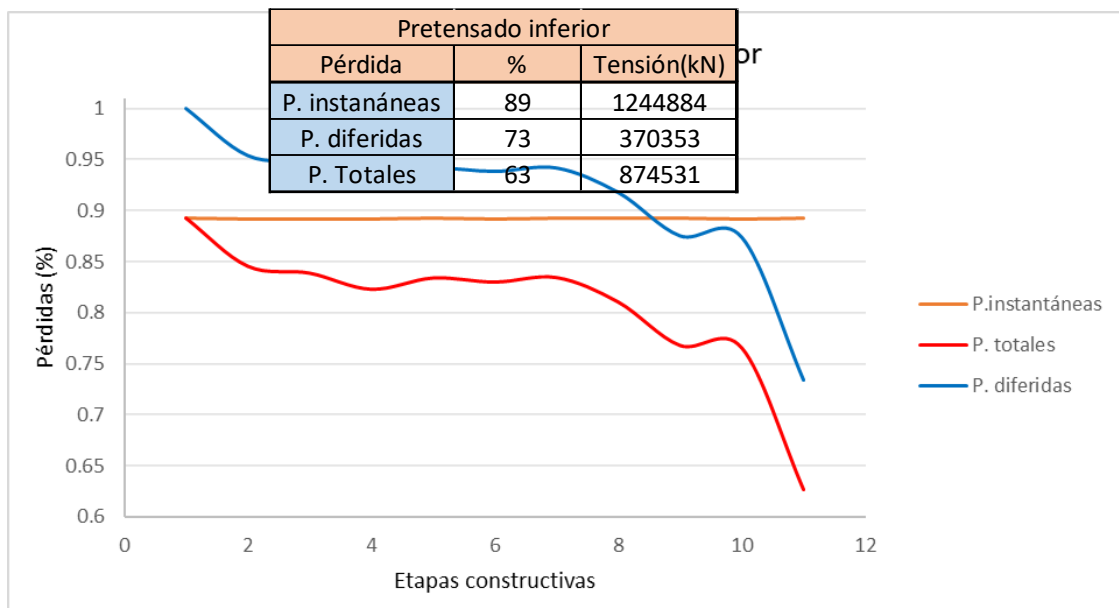
Para este caso, se ha decidido analizar los cables de pretensado inferiores y superiores de la sección sobre las pilas, ya que estos cables eran los que presentaban mayores pérdidas.

En primer lugar, se obtendrán las pérdidas para el pretensado superior



Pretensado superior		
Pérdida	%	Tensión(kN)
P. instantáneas	89	1244884
P. diferidas	85	204161
P. Totales	75	1040723

A continuación, se presenta la evolución de la fuerza de tesado para los tendones inferiores.



Se aprecia que las pérdidas en los tendones son inferiores, ya que, aun teniendo las mismas pérdidas instantáneas, las pérdidas diferidas para los tendones inferiores son un 12% mayores.

15.COMPARACIÓN DE LOS MODELOS

Una vez concluido el proceso de cálculo y de análisis de los resultados obtenidos, con la intención de comprender cómo se comporta una misma estructura al ser construida por procedimientos tan distintos entre sí, se podrán comparar los resultados de cada uno de ellos. De esta forma, se intentará esclarecer cuales son las ventajas y desventajas de cada método además de las que teóricamente pueden aportarse.

15. Análisis de la evolución de los esfuerzos y flechas en los diferentes procesos constructivos

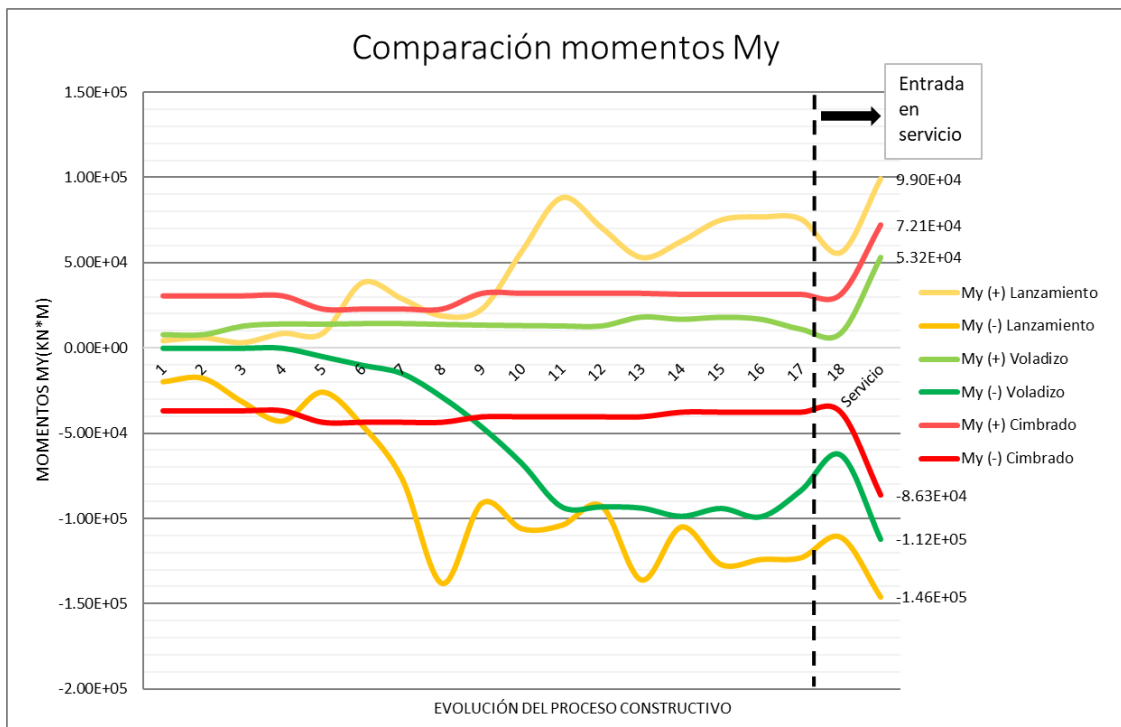
A lo largo de este trabajo, se han desarrollado los procedimientos a seguir y las particularidades de cada uno de los tres procesos constructivos estudiados. Tal y como se ha podido comprobar durante este capítulo, las diferencias constructivas se traducen en valores diferentes de esfuerzos, deformaciones y tensiones, no sólo desde el punto de vista de la magnitud de estos, si no desde la forma en la que estos evolucionan según las diferentes técnicas aplicadas.

15.1. Comparación de los esfuerzos

Tal y como se ha explicado en este capítulo, los esfuerzos en los cuales se ha tenido mayor interés ha sido en los momentos flectores “My”, cuya magnitud será la que defina la cuantía de pretensado necesaria.

Es por esto por lo que se ha creado el gráfico que se muestra a continuación, el cual expone la evolución de los momentos máximos negativos y positivos para los tres procedimientos constructivos estudiados.

Estos momentos mostrados son los máximos que aparecen en cada etapa de construcción real de la estructura, así como los momentos originados una vez la estructura ha entrado en servicio.



Cabe destacar, que tal y como se puede comprobar, en todos los procesos constructivos los máximos momentos se dan en servicio, debido al incremento de la acción de las cargas que se originan cuando la estructura está en servicio.

Prestando atención a los incrementos que sufren los momentos al entrar en servicio la estructura, se puede apreciar como a priori, el aumento del valor de los momentos se parece mucho en los tres procedimientos. Esto puede hacer pensar que, al ser la misma estructura, al someterla a las mismas sobrecargas, el incremento del momento que se produzca debe ser también similar.

En cualquier caso, se observa como aún siendo la misma estructura y estar sometida a las mismas cargas en servicio, los momentos máximos que alcanzarán a tener durante su vida útil son muy diferentes. Esto nos lleva deducir que el origen de esta diferencia reside en los momentos máximos alcanzados durante el proceso constructivo, los cuales están directamente relacionados con el procedimiento seguido tal y como se verá a continuación.

En primer lugar, se observa que los mayores esfuerzos durante el proceso constructivo y después de este se dan para el caso del lanzamiento incremental. Para este caso se aprecia como el valor de los momentos positivos y negativos máximos fluctúa según progresa el empuje del tablero. El provocar durante el proceso de avance voladizos que ocupen 70 metros, la totalidad del vano más largo, hará que, aun estando este voladizo aligerado por el pico de avance, se generen momentos negativos muy elevados. De igual manera, en los momentos en los que el tablero está cerca de llegar a la pila, el contrapeso producido por el voladizo de la nariz metálica no es suficiente como para compensar el peso del tablero, por lo que se producirán momentos positivos muy grandes. Esto obligará a que en este método se disponga de más armadura activa en la cara inferior que en ningún otro método.

Para el caso de avance en voladizo, se aprecia, como es lógico, unos valores del momento negativo próximos a los obtenidos por el método de lanzamiento. Esto se debe a que se ejecutan 33.5 metros de voladizo del tablero a cada lado de la pila, lo cual producirá fuertes momentos flectores. Es por esto que este método será el que necesite disponer de mayor cantidad de pretensado superior. Como curiosidad, se observa que los momentos negativos son nulos al principio de la construcción, fenómeno que se debe a que al no ser el voladizo lo suficientemente grande, el pretensado superior dispuesto para las primeras dovelas contrarresta totalmente el momento negativo que aparecería en esa zona.

Cabe mencionar como los momentos positivos son muy bajos hasta que se ejecutan las dovelas de cierre y se pone en carga la estructura, lo cual hace que se precise disponer pretensado inferior y uno parabólico para las cargas en servicio.

Por último, se puede observar una evolución prácticamente constante de los momentos positivos y negativos que aparecen durante la construcción tramo a tramo por medio de cimbrado convencional. Los momentos obtenidos en cada fase son muy similares debido a que la longitud de los tramos ejecutados y las condiciones de apoyo de estos han sido casi idénticas. Cabe mencionar que durante la ejecución del tercer tramo, los momentos positivos aumentan considerablemente debido a que el voladizo del último tramo es más corto que el que se ejecuta para los primeros dos tramos, ya que este voladizo deberá tener una distancia del 20% de la longitud del siguiente vano a ejecutar. Este incremento del momento positivo, cuyo valor estará entre el obtenido por el método de voladizos sucesivos y el del lanzamiento incremental, condicionará la cuantía de cables de pretensado necesaria, incrementándola considerablemente.

A continuación, se muestra una tabla con los máximos momentos que aparecen durante la construcción y en servicio para cada proceso constructivo.

Procedimiento constructivo	Construcción		En servicio	
	My (+) (kN*m)	My (-) (kN*m)	My (+) (kN*m)	My (-) (kN*m)
Voladizos sucesivos	18283.3	98817.7	53230.3	112680
Tramo a tramo. Cimbrado	31953.4	43665.9	72153.3	86281
Lanzamiento incremental	88402	138263	99003	145928

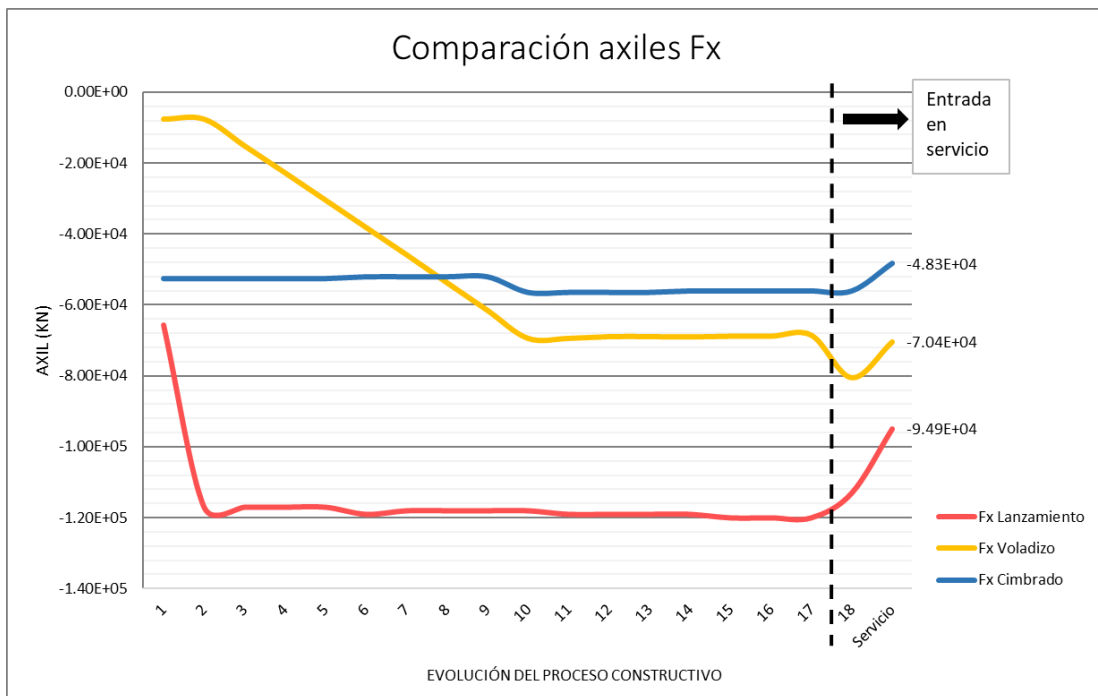
Se observa claramente como los momentos máximos en todos los casos se dan para el lanzamiento incremental, por lo que el resto de momentos en los otros dos procesos constructivo se compararán directamente con este.

Para el caso de la construcción por voladizos sucesivos, se observa que durante la construcción los momentos positivos serán un 80% menores que los del lanzamiento incremental, así como para los momentos negativos, que serán menores en un 28%. Durante la puesta en servicio esta distancia se incrementa se incrementa notoriamente para los momentos positivos, ya que esta diferencia será del 46%, mientras que para el momento negativo máximo la diferencia se reducirá al 22%.

En el caso de la construcción por cimbrado, se reducirá la diferencia de los momentos flectores positivos máximos en comparación con el método de avance en voladizo, siendo la diferencia durante la construcción con el lanzamiento incremental del 64% y durante la puesta en servicio del 27%. Para los momentos negativos en cambio, esta diferencia aumentará, debido a que la construcción tramo a tramo obtiene una ley de esfuerzos más próxima a la que se obtendría por medio de la ejecución de todo el vano de una sola vez, lo cual hará que los momentos negativos se reduzcan a consecuencia del aumento de los momentos positivos. Esto se traduce en una diferencia del 68% para los momentos negativos durante la construcción y un 41% durante la puesta en servicio.

Gracias a esta comparativa se puede observar claramente como en el método de los voladizos sucesivos predominan los momentos negativos frente a los positivos, mientras que para la ejecución tramo a tramo la diferencia entre los valores del momento flector “My” es mucho más reducida, a que se darán momentos de signo opuesto de magnitudes similares durante todo el proceso.

Existe otro esfuerzo el cual vamos a comparar en este apartado, el esfuerzo axil “Fx”, ya que este está directamente relacionado con la fuerza de pretensado aplicada. Para realizar esta comparación se muestra el siguiente gráfico que enfrenta el axil originado en cada proceso constructivo durante todas sus etapas constructivas y en servicio.



En primer lugar, se comprueba como todos los axiles se reducen al llegar al momento de la puesta en servicio. Esto se debe, tal y como se ha mencionado previamente en esta memoria a las pérdidas diferidas asociadas al paso del tiempo.

Se aprecia sin duda que el caso predominante es una vez más el del lanzamiento incremental, en el que se disponen 710 cordones en todas las secciones, lo cual provoca un axil de mayor magnitud que para los otros métodos. Se nota que en la primera etapa el axil es considerablemente menor, debido a que tan solo se han tesado

la mitad de los tendones de la primera dovela para permitir la unión con la siguiente.

En cuanto al axil originado durante el proceso de voladizos sucesivos, este se irá incrementando según aumenta el número de dovelas construidas, ya que según estas se hormigonan, también se tesan. Esto hace que tras disponer todo el pretensado, el valor del axil se mantenga prácticamente constante hasta que se tesa el pretensado parabólico, lo cual producirá un aumento considerable del valor de este axil. Al comparar el valor de este axil con el producido en el lanzamiento incremental, se observa que este es un 42% mayor que el obtenido por el método de los voladizos.

Por último, el axil que aparece durante la construcción por cimbras permanece prácticamente constante durante todo el proceso constructivo, debido a que en cada tramo se tesarán el mismo número de tendones. El valor de este axil será un 59% menor de media que el obtenido durante el lanzamiento incremental.

15.2. Comparación de las deformaciones

En este apartado se compararán las flechas verticales máximas obtenidas durante el proceso constructivo y en servicio en los tres modelos comparados. A continuación, se muestra una tabla donde se pueden observar estos datos.

Procedimiento constructivo	Flecha (cm)	
	Cosntrucción	Servicio
Voladizos sucesivos	4.34	4.84
Tramo a tramo. Cimbrado	3.86	4.16
Lanzamiento incremental	5.23	5.12

Se comprueba fácilmente como las mayores flechas se darán para el caso del lanzamiento incremental, del cual se puede notar como esta flecha es mayor durante la construcción debido al proceso de empuje que durante la puesta en servicio.

Seguido de este, las flechas más grandes aparecen en la construcción por voladizo sucesivos, ya que al construir voladizos de 35 metros la deformación que estos sufren es considerable.

Por último, se observa como la flecha de menor tamaño se da en la construcción por cimbras lo cual resulta lógico ya que este tipo de construcción no genera grandes voladizos como los métodos anteriores.

Cabe destacar que, para el caso del lanzamiento incremental, la flecha producida al disponer un voladizo de 70 metros del tablero sería completamente inadmisibles, es por ello que se utiliza el pico de lanzamiento, el cual sufre una flecha máxima de 31 cm en la punta, tal y como se desarrolló al analizar los resultados de este método.

15.3. Cuantificación y comparación de las cuantías de materiales necesarias para cada modelo. Comparación económica.

En este apartado se analizará de qué forma la elección de un proceso constructivo u otro condiciona la utilización de mayor o menor cuantía de armadura activa, lo cual repercutirá indudablemente en los costes de la obra. Aunque los cálculos obtenidos de los modelos generados en este trabajo sólo podrán ofrecer la diferencia de costes que habrá asociada al empleo de distintas cuantías de materiales en las estructuras, también se hará una breve evaluación de algunos costes adicionales asociados a estos procedimientos.

En primer lugar, destacar que la diferencia fundamental en cuanto al coste de los materiales empleados vendrá determinada por la cantidad de cordones de pretensado utilizados. Se ha podido comprobar a lo largo de esta

memoria como las cuantías de armadura activa necesaria cambiarán de acuerdo con el proceso constructivo escogido, por lo que esta diferencia de costes será la que se analizará a continuación.

Tras calcular la cantidad de pretensado total dispuesta lo largo del puente para cada proceso constructivo, se obtendrá el peso de estas cantidades de acero, ya que la forma en la que le acero se cuantifica en las bases de precio es en kilogramos.

Una vez obtenidos estos pesos, se multiplicará por el coste del kilogramo de acero que establece la base de precios el ministerio de transportes, el cual es de 3.10 €/kg. En este coste están incluidas las vainas, los anclajes, acopladores, gatos de tesado, equipos de inyección, etc.

Proceso constructivo	Tipo de pretensado	Nº de vainas por sección	Nº de cordones por vaina	Longitud media (m)	Volumen acero (m ³)	Kg de acero	Nº de repeticiones	Kg de acero totales por tipo de vaina	Kg totales de acero	Precio unitario (€/Kg)	Coste total (€)
Voladizos sucesivos	Pretensado superior	18	25	19	1.20	9581.56	6	57489.36	94820.4632	3.1	293943.44
	Pretensado inferior	8	10	15	0.17	1344.78	8	10758.24			
	Pretensado parabólico	4	19	312	3.32	26572.86	1	26572.86			
Cimbrado	Pretensado parabólico	12	27	312	14.15	113284.3	1	113284.30	113284.298		351181.32
Lanzamiento incremental	Pretensado superior	16	25	240	13.44	107582.4	1	107582.43	150615.4		466907.74
	Pretensado inferior	10	16	240	5.38	43032.97	1	43032.97			

De esta tabla se puede comprobar como el lanzamiento incremental es el que lógicamente es más costoso, ya que tiene en torno a 150 mil kilogramos de acero activo, un 25% más que para el cimbrado y un 36% más que para la construcción por voladizos sucesivos, porcentajes que se mantienen para la diferencia de precios de estas cuantías de armadura.

Ocurre algo peculiar, y es que, aunque en el método de los voladizos sucesivos se disponen un mayor número que para el cimbrado, las cuantías de armadura son mayores para este segundo método constructivo, el cual utilizará 113 mil kilogramos de acero frente a los casi 95 mil del método de los voladizos.

Esto ocurre debido a que en la construcción por voladizos sucesivos la mayoría de los tendones poseen un trazado recto y no constante, ya que se van perdiendo tendones según el voladizo se prolonga. Mientras tanto, la construcción por cimbrado requiere de la disposición de un trazado parabólico, por lo que el arco de estas parábolas requerirá de una mayor cantidad de metros de acero. No solo con eso, mientras que la cuantía de armadura es variable a lo largo de las secciones del puente construido por avance en voladizo, la que se establece en la construcción por cimbrado es constante durante todo el tablero, ya que debe compensar los mayores momentos flectores positivos que aparecen en este proceso constructivo.

Tal y como se ha mencionado anteriormente, no solo influye en el coste de una obra la cantidad materiales empleados en ella, existen otros condicionantes económicos que muchas veces serán los que dicten la viabilidad de utilizar un proceso constructivo concreto u otro para ejecutar un puente como el estudiado.

Un ejemplo de esto pueden ser los costes derivados de procedimientos constructivos como el avance en voladizo, en el cual serán necesarios un gran número de elementos auxiliares muy costosos, tales como los carros de avance, sistemas hidráulicos para el avance, grúas de gran carga y un control exhaustivo en obra, así como una mano de obra más especializada. Algo similar ocurre con el lanzamiento incremental, en el cual los costes debido a los medios auxiliares requeridos se disparan debido a elementos como la nariz de lanzamiento o el sistema hidráulico de avance.

Resulta por tanto lógico decir, que para que se empleen métodos que requieren una inversión tan significativa en los medios auxiliares necesarios para ejecutarlos, será necesario que se presenten situaciones en los que este gasto pueda estar justificado. Un claro ejemplo de esto puede ser la necesidad de construir puentes muy largos con muchos vanos de igual tamaño, en cuyo caso se podrían amortizar procesos constructivos como el lanzamiento incremental o el cimbrado por medio del uso de una autocimbra. Otro ejemplo podría ser la ejecución de puentes con vanos muy largos, en cuyo caso sería conveniente la utilización de tableros con canto variable construidos por medio del método de voladizos sucesivos.

En definitiva, la utilización de un proceso constructivo u otro no puede estar condicionada únicamente al análisis resistente de los mismos, sino a la buena adaptabilidad de estos a todas las circunstancias que rodean la construcción de un puente.

CONCLUSIONES

Una vez finalizado el análisis individual y en conjunto de los tres procedimientos constructivos estudiados, se podrá concluir que se han alcanzado satisfactoriamente los objetivos marcados al principio de la ejecución de este Trabajo Fin de Grado.

En primer lugar, se han podido estudiar y conocer algunas de las técnicas de construcción de puentes más empleadas en la actualidad, las cuales siguen procedimientos que condicionan el diseño de las armaduras de pretensado empleadas en ellos. Gracias a los modelos de cálculo generados en el *software*, *MIDAS Civil*, se han podido establecer una serie de premisas en cuanto al comportamiento de puentes construidos por estas tres metodologías, así como al dimensionamiento y cuantificación de este elemento estructural tan presente en el día a día de los ingenieros civiles.

Las conclusiones obtenidas de estos análisis son las que siguen.

- Para la construcción de puentes por voladizos sucesivos se ha podido llegar a la conclusión de que los esfuerzos que determinarán principalmente el dimensionamiento del pretensado será el momento flector negativo originado sobre las pilas como respuesta al peso propio del voladizo construido a cada lado de las pilas. La construcción de las dovelas en voladizo hará que el pretensado principal se disponga en la losa superior del tablero, con la intención de reducir las tracciones que se originarán en esta fibra.

Como consecuencia de los voladizos, se originan unas flechas máximas del orden de los 4.5 cm, aunque estas no se darán en la punta de los voladizos como cabría esperar, si no algo más atrás. Esto es debido a un peculiar fenómeno que se da en este proceso constructivo, el cual refleja que los extremos de los voladizos se levantan a causa del esfuerzo axial introducido por la fuerza del pretensado superior. Aun así, este procedimiento será el que muestre la segunda flecha más grande de los tres modelos comparados.

Se observa también como las pérdidas que aparecen en el pretensado superior e inferior se ven condicionadas en mayor medida por las pérdidas por rozamiento, debido a la considerable longitud del pretensado recto. Las pérdidas totales se encuentran entre el 29% y el 32% para los pretensados inferior y superior, mientras que para el trazado parabólico dispuesto para soportar el exceso de carga de la puesta en servicio, sufrirá unas pérdidas del 36% debido a que se dispone a lo largo de todo el vano. Comentar que estas pérdidas podrían reducirse tesando estos tendones por fases.

- Para la ejecución de puentes tramo a tramo por medio del cimbrado convencional se ha llegado a observar como será un proceso constructivo en el cual los momentos flectores positivos y negativos estarán presentes en magnitudes similares durante el proceso constructivo, al contrario de lo que ocurre en el procedimiento anterior. Esta evolución de los esfuerzos condicionará a la colocación de un pretensado con trazado parabólico, el cual se tesará por cada tramo construido y se unirán mediante solapes o empalmes a los cables introducidos en los tramos contiguo y previo.

El pretensado dispuesto en este modelo estará muy relacionado con los importantes momentos positivos que aparecerán durante la construcción en los vanos centrales, así como por las tracciones originadas en la fibra superior del tablero sobre la pila central a causa del peso propio de estos mismos vanos. Se observa además, como para el caso particular estudiado, el hecho de reducir el voladizo contiguo a uno de los vanos centrales, perjudica notoriamente las tracciones que aparecen en la fibra inferior de los vanos de 70 metros. Esta situación será la causante de que este modelo sea el segundo que requiera mayor cuantía de armadura en su totalidad.

En cuanto a las pérdidas originadas en los tendones, este proceso constructivo será el que tenga menores pérdidas, debido principalmente al tesado tramo a tramo, y al trazado parabólico, lo cual reduce las pérdidas instantáneas por rozamiento. Todo esto hará que las pérdidas totales se encuentren en torno al

23%.

- Por último, del proceso constructivo mediante lanzamiento incremental se puede deducir que generará los mayores momentos, tanto positivos como negativos, de los tres modelos. Esto es debido a que el proceso de empuje dará lugar a grandes voladizos, cuyo efecto se reduce al introducir el pico de avance para reducir el peso propio de este. Aun así, esta medida no evitará que aparezcan grandes momentos flectores que hagan necesario disponer un pretensado recto, compuesto de 710 cordones en total, tanto en la fibra superior como en la inferior. Esto hará que este proceso constructivo sea el que requiera mayor cuantía de armadura activa.

Cabe destacar como puntos críticos de este proceso, los momentos en los cuales la punta del voladizo está a punto de llegar a la pila, donde se producirán unas flechas en la punta de la nariz de lanzamiento de hasta 30 cm. Otras fases críticas son aquellas en las que el tablero está a punto de llegar a la pila, en estas etapas del lanzamiento, el contrapeso producido por la nariz de lanzamiento en voladizo apenas compensará las grandes cargas de peso propio del tablero, el cual ocupa la totalidad del vano en esta fase. Esto originará unos momentos positivos más que relevantes en el tablero, los cuales condicionarán en gran medida la cuantía de pretensado necesaria.

Por último, mencionar que este proceso constructivo presentará unas pérdidas en el pretensado dominadas por las pérdidas diferidas, las cuales harán que la fuerza de tesado se vea reducida a valores de entre el 25% y el 37% según qué tendón se analice.

Este resumen de los resultados obtenidos más relevantes, junto con todos los datos y análisis aportados a lo largo de esta memoria, nos hacen llegar a la conclusión de que el procedimiento constructivo que se adopte para la construcción de un puente está fuertemente condicionado por el diseño del mismo, ya que factores como la longitud de los vanos afectan notablemente a la idoneidad de utilizar un proceso constructivo u otro.

La correcta elección del procedimiento constructivo estará también ligada al pretensado que sea necesario, ya que como se ha podido comprobar, existen procedimientos que consiguen que las cuantías de acero activo empleado sean menores. Es por esto que se deberá hacer un buen estudio de los condicionantes que afectan a la elección del proceso constructivo para la ejecución de puentes con viga cajón de hormigón pretensado hormigonados “in situ”, estableciendo una relación coste-beneficio para cada uno de ellos, lo cual ayudará discretizar la mejor opción.

REFERENCIAS

- [1] Manterola Armisen, J (2006) *Puentes: apuntes para su diseño, calculo y construcción*. Volumen I. Canales y Puertos Colegio de ingenieros de caminos. Madrid.
- Manterola Armisen, J (2006) *Puentes: apuntes para su diseño, calculo y construcción*. Volumen II. Canales y Puertos Colegio de ingenieros de caminos. Madrid.
- [2] D.G. de Carreteras. Centro de Publicaciones, Ministerio de Fomento. (2000, 3 julio). *Obras de paso de nueva construcción, conceptos generales*. (Spanish Edition). Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento.
- [3] IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Fomento. Gobierno de España (2011).
- [4] BOE. *Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural*. Anejo 19. Proyectos de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación. <https://www.boe.es/boe/dias/2021/08/10/pdfs/BOE-A-2021-13681.pdf>
- [5] ULMA C y M. S. Coop. Book Puentes (archivo pdf) Recuperado de https://www.ulmaconstruction.com/es/file:///D:/FSM/BOOK%20PUENTES_ES.pdf
- [6] Viera, A. Viaducto las Salinas por voladizos sucesivos. Informe Técnico VI/01/2006. FCC Construcción S.A. 2006.
- [7] Mondorf, P. (2006, 2 noviembre). *Concrete Bridges* (1.a ed.). CRC Press.
- [8] Gerardino Perdomo, M (2011 (s.f.)) *Estudio Comparativo de Puentes Construidos por Voladizos Sucesivos*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. Tesis de Máster. <http://hdl.handle.net/2099.1/12701>
- [9] ULMA C y M. S. Coop. Carro de voladizos sucesivos. España. Recuperado de https://www.ulmaconstruction.com/es/file:///D:/FCM/CAT_CVS_ES.pdf
- [10] Rosignoli, M. (2014, 29 septiembre). *Bridge Launching, second edition* (2.a ed.). ICE Publishing.
- [11] del Avellano Macedo, J (1993) *Construcción de puentes de concretos mediante el sistema de lanzamientos por incrementos sucesivo*. México . Recuperado de <https://www.mexpresa.com/productos/empujados.php>
- [12] Alonso Segovia, S. (s. f.). *Análisis y dimensionamiento de viaductos empujados*. [Trabajo Fin de grado]. Escuela Técnica Superior de Ingeniería. Universidad de Sevilla. <https://biblus.us.es/bibing/proyectos/abreproy/90230/>
- [13] *El blog de Víctor Yepes – Ingeniería civil, universidad, investigación, docencia*. (2022, 8

- septiembre). Recuperado 10 de septiembre de 2022, de <https://victoryepes.blogs.upv.es/>
- [14] VSL International Ltd. (Abril 1977) *The incremental launching method in prestressed concrete bridge construction*. Recuperado de [VSL Technical Report - PT Incre.PDF \(structuraltechnologies.com\)](#)
- [15] Fontán, A., Hernández, S., Baldomir, A. & Díaz, J. (2012, abril). Diseño óptimo del pico de lanzamiento de puentes lanzados de hormigón pretensado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 28(2), 93-102. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.03.003>
- [16] Optimum Design of Launching Nose during Incremental Launching Construction of Same-Span Continuous Bridge
- [17] Luna Oliva, C. (2015). *Análisis y dimensionamiento de puentes construidos por avance de cimbra*. [Trabajo Fin de grado]. Escuela Técnica Superior de Ingeniería. Universidad de Sevilla. <https://biblus.us.es/bibing/proyectos/abreproy/90214/fichero/TFG+Carlos+Luna+Oliva.pdf>
- [18] Confederación Nacional de la Construcción (España). (2007). Manual de cimbras autolanzables. Confederación Nacional de la Construcción
- [19] Avensi, SL(agosto 2014) Sistemas lanzables autoportantes. Hormigonado in situ de tableros. Recuperado de http://www.avensi.es/descargas/Soluciones_Hormigonado_in_situ.pdf
- [20] Soletanche Freyssinet. *El pretensado Freyssinet El sistema del inventor de hormigón pretensado*. (abril 2010) Francia. Recuperado de <https://www.freyssinet.com/>

BIBLIOGRAFÍA

- Alonso Segovia, S. (s. f.). *Análisis y dimensionamiento de viaductos empujados*. [Trabajo Fin de grado]. Escuela Técnica Superior de Ingeniería. Universidad de Sevilla.
<https://biblus.us.es/bibing/proyectos/abreproy/90230/>
- Arroyo Márquez, J. & Caride Coello, J. (2015). Manual de cimbras autolanzables. Tornapunta Ediciones.
- Avensi, SL (agosto 2014) Sistemas lanzables autoportantes. Hormigonado in situ de tableros. Recuperado de http://www.avensi.es/descargas/Soluciones_Hormigonado_in_situ.pdf
- BOE. *Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural*. Anejo 19. Proyectos de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para la edificación. <https://www.boe.es/boe/dias/2021/08/10/pdfs/BOE-A-2021-13681.pdf>
- BOE. *Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural*. Anejo 21. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas de proyectos en puentes de hormigón.
- Carnero, D., Rocha, J., Alonso, A., & Cavero, P. (2015). Ejecución de los viaductos de acceso del viaducto de Almonte. *Hormigón Y Acero*, 71(290-291), 111-129.
<https://doi.org/10.33586/hya.2019.2081>
- Centro de Publicaciones, Ministerio de Fomento. (2012) *Instrucciones sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras*. Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento. 2º edición. (Colección: Serie Normativas)
- Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Obras Públicas, Transportes y medio Ambiente (1995) *Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*.
- Confederación Nacional de la Construcción (España). (2007). Manual de cimbras autolanzables. Confederación Nacional de la Construcción.
- Del Avellano Macedo, J (1993) Construcción de puentes de concretos mediante el sistema de lanzamientos por incrementos sucesivo. México . Recuperado de <https://www.mexpresa.com/productos/empujados.php>
- D.G. de Carreteras. Centro de Publicaciones, Ministerio de Fomento. (2000, 3 julio). *Obras de paso de nueva construcción, conceptos generales*. (Spanish Edition). Centro de Publicaciones Secretaria General Técnica Ministerio de Fomento.
- Del Valle Pérez, J. A., Carriazo Lara, A., Simón -Talero Muñoz, J. & Chico López, P. (2010, octubre). Viaducto sobre el río Ulla. *Hormigón y acero*, 61(268), 7-23.
<http://e-ache.com/modules/hormigonyacero/pdf.php?id=258>

- El blog de Víctor Yepes – Ingeniería civil, universidad, investigación, docencia.* (2022, 8 septiembre). Recuperado 10 de septiembre de 2022, de <https://victoryepes.blogs.upv.es/>
- Fontán, A., Hernández, S., Baldomir, A. & Díaz, J. (2012, abril). Diseño óptimo del pico de lanzamiento de puentes lanzados de hormigón pretensado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 28(2), 93-102.
<https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.03.003>
- Gerardino Perdomo, M (2011 (s.f.)) *Estudio Comparativo de Puentes Construidos por Voladizos Sucesivos*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos canales y Puertos . Universidad Politécnica de Cataluña. Tesis de Máster.
<http://hdl.handle.net/2099.1/12701>
- González Esteban, J. I, Jiménez Aguilar, J.R. (2005) *Viaducto del Río España*. III Congreso de Ache de puentes y estructuras. Las estructuras del siglo XXI, sostenibilidad, innovación y retos del futuro: comunicaciones, Vol. 5, (páginas 2755-2762)
<https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7757018>
- Isla, G. E., Díez, P. R., Olivares, G. M., Gutiérrez, B. H. & Olabarrieta, P. C. (2013, 25 abril). Ejecución de tableros con autocimbra (Spanish Edition) (1.a ed.). Tornapunta Ediciones, S.L.U.
- LLopis Durán , J. (s. f.). *Análisis y Dimensionamiento de Puentes Construidos por Voladizos Sucesivos con Dovelas «In Situ» Trabajo Fin de Grado [Trabajo Fin de grado]*. Escuela Técnica Superior de Ingeniería. Universidad de Sevilla .
<https://biblus.us.es/bibing/proyectos/abreproy/90213/>
- Luna Oliva, C. (2015). *Análisis y dimensionamiento de puentes construidos por avance de cimbra*. [Trabajo Fin de grado]. Escuela Técnica Superior de Ingeniería. Universidad de Sevilla.
<https://biblus.us.es/bibing/proyectos/abreproy/90214/fichero/TFG+Carlos+Luna+Oliva.pdf>
- Manterola Armisen, J (2006) *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Volumen I. Canales y Puertos Colegio de ingenieros de caminos. Madrid.
- Manterola Armisen, J (2006) *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Volumen II. Canales y Puertos Colegio de ingenieros de caminos. Madrid.
- Mondorf, P. (2006, 2 noviembre). *Concrete Bridges* (1.ª ed.). CRC Press.
- Nancu Nancu, M.L. (s. f.). *Metodología para el Análisis y Dimensionamiento de Puentes Construidos Evolutivamente mediante Avance por Voladizos Sucesivos [Trabajo Fin de grado]*. Escuela Técnica Superior de Ingeniería. Universidad de Sevilla. <https://biblus.us.es/bibing/proyectos/abreproy/90074/>
- Navarro-Manso, A., Alonso-Martínez, M., del Coz Díaz, J. J., Castro-Fresno, D. & Álvarez-Rabanal, F. (2015, mayo). Nuevo método de lanzamiento y sistema de empuje de puentes metálicos. Bases conceptuales. *Hormigón y Acero*, 66(276), 151-163.
<https://doi.org/10.1016/j.hya.2015.09.001>

- Pacheco, P., Carvalho, D., Coelho, H., & Borges, P. (2020) Construcción de vanos de 90 m con cimbra autolanzable, Hormigón y Acero, Avance online, doi: <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2996>
- Rosignoli, M. (2014, 29 septiembre). *Bridge Launching, second edition* (2.ª ed.). ICE Publishing.
- Sánchez Merino, E. (2012) *Diseño y cálculo del cimbrado y encofrado de un paso superior con tablero de «ala de gaviota»* [Proyecto Fin de Carrera]. Escuela Politécnica Superior. Universidad Carlos III. Madrid. <http://hdl.handle.net/10016/15378>
- Soletanche Freyssinet. *El pretensado Freyssinet El sistema del inventor de hormigón pretensado*. (abril 2010) Francia. Recuperado de <https://www.freyssinet.com/>
- ULMA C y M. S. Coop. Book Puentes (archivo pdf) Recuperado de https://www.ulmaconstruction.com/es_file:///D:/FSM/BOOK%20PUENTES_ES.pdf
- ULMA C y M. S. Coop. . Carro de voladizos sucesivos. España. Recuperado de https://www.ulmaconstruction.com/es_file:///D:/FCM/CAT_CVS_ES.pdf
- Valle-Pascual, R., Carvajal-Monsalve, N. & Botero-Palacio, J. C. (2017, 19 mayo). Evolución de los parámetros geométricos de diseño en puentes construidos con voladizos sucesivos in situ. *Revista UIS Ingenierías*, 16(1), 85-100. <https://doi.org/10.18273/revuin.v16n1-2017009>
- VSL International Ltd. (Abril 1977) *The incremental launching method in prestressed concrete bridge construction*. Recuperado de [VSL Technical Report - PT Incre.PDF \(structuraltechnologies.com\)](http://structuraltechnologies.com/VSL_Technical_Report_-_PT_Incre.PDF)

TRABAJOS FUTUROS

Con intenciones de establecer una posible línea de investigación que ahonde más en el estudio de los diferentes procedimientos constructivos empleados para la construcción de puentes con viga cajón hormigonados “in situ” se proponen los siguientes temas:

- Realizar un estudio más exhaustivo de los esfuerzos originados en cada uno de los tres procedimientos constructivos ya estudiados, llegando a realizar un estudio de los Estados Límite Últimos. De esta forma se podrá realizar el dimensionamiento de la armadura pasiva, pudiendo así encontrar mayores diferencias entre las soluciones que se deberían adoptar en caso de utilizar un proceso constructivo u otro.
- Realizar un estudio detallado centrándose esta vez en la definición de los elementos auxiliares que, como se ha visto, condicionan la ejecución de la estructura no solo desde el punto de vista resistente, si no también desde el punto de vista de la evaluación de la viabilidad económica de estos procesos en función de los medios auxiliares empleados.
- Por último, podría ser interesante realizar un estudio en la línea de los que se ha realizado hasta ahora de otros procesos constructivos diferentes. Uno de estos podría ser la construcción por medio de una autocimbra, el cual es un procedimiento construido muy extendido en la actualidad para puentes de gran longitud y vanos iguales.

