



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Mateu Sánchez, Juan Antonio

Tutor/a: Navarro Gregori, Juan

Cotutor/a: Martí Vargas, José Rocío

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023

Agradecimientos:

En este momento crucial de mi Trabajo de Fin de Máster, deseo expresar mi más sincero agradecimiento a todos aquellos que me han acompañado en este emocionante recorrido académico. Vuestra presencia, apoyo y aportes han sido esenciales para el éxito de este proyecto, y me considero verdaderamente afortunado por teneros a mi lado.

A mi familia, mi mayor fuente de inspiración y apoyo incondicional. Vuestra constante motivación y amor inquebrantable han sido el motor que me impulsó a superar los desafíos y alcanzar mis metas. Gracias por estar siempre a mi lado, brindándome el respaldo emocional y el ánimo necesario para seguir adelante.

A mis tutores, Juan Navarro y José Rocío Martí, quienes me guiaron a lo largo de este camino académico. Vuestra experiencia, sabiduría y dedicación fueron fundamentales para enriquecer mi investigación y orientarme en cada paso del proceso. Gracias por vuestra paciencia, por compartir vuestro conocimiento y por impulsarme a dar lo mejor de mí mismo.

A mi pareja, quien ha sido mi roca durante este desafiante trayecto. Tu comprensión y apoyo constante han sido mi mayor motivación. Gracias por creer en mí y por estar a mi lado, incluso en los momentos más estresantes. Tu presencia ha sido un faro de luz en mi camino hacia la consecución de este logro.

A mis amigos, aquellos que me han acompañado en cada etapa de mi vida y han celebrado mis éxitos y compartido mis desafíos. Gracias por vuestra amistad sincera, por vuestro ánimo constante y por las risas compartidas.

Resumen:

En Europa, desde la década de 1960, las estructuras de hormigón pretensado se han utilizado ampliamente en la construcción de puentes debido a su capacidad para soportar grandes luces. Sin embargo, muchas de estas estructuras están alcanzando el final de su vida útil, lo que hace necesario determinar su estado de tensiones actual. Un factor crítico en estas estructuras es la fuerza de pretensado y su posible variación debido a efectos diferidos en el hormigón, como la retracción y fluencia, y la relajación en el acero. Casos recientes en países de la Unión Europea han demostrado que grandes puentes de hormigón pretensado han colapsado debido a errores en los cálculos de la fuerza de pretensado, incremento de cargas y otros errores de ejecución.

En España, durante la década de 1990, se construyeron muchos puentes de hormigón pretensado con una tipología muy similar, conocida como sistema de luces biapoyadas. Estas estructuras se encuentran en una edad crítica donde las pérdidas diferidas de los diferentes elementos son un factor clave para determinar su estado de pretensado. Desde la construcción de estas estructuras, los métodos para calcular las pérdidas diferidas de pretensado han cambiado, en parte gracias a los mayores requisitos de durabilidad para lograr una vida útil más larga y garantizar que se cumpla la funcionalidad para la cual se diseñó la estructura.

Para verificar esto, se propone un análisis de las pérdidas de pretensado comparando diferentes regulaciones, como la regulación del proyecto (EP-77), la regulación actualmente vigente en Europa (Eurocódigo 2) y la regulación aplicada en Estados Unidos (ASSTHO-2020). El estudio se centra en la modelización de un puente típico de la red de carreteras española, donde se tienen en cuenta las pérdidas diferidas del hormigón, así como las regulaciones actuales relacionadas con la durabilidad. Para ello, se presentan los cálculos del proyecto y se realiza un modelo comparativo de elementos finitos utilizando el software SAP2000, introduciendo los parámetros actuales del Eurocódigo 2 para obtener una aproximación más precisa a los requisitos actuales para este tipo de estructura. De esta manera, se realiza un análisis de las desviaciones y errores que las regulaciones del proyecto EP-77 pueden tener en comparación con el modelo de elementos finitos y las diferentes regulaciones en términos de predicción de las pérdidas de pretensado a corto y largo plazo y análisis tensional actual.

Abstract:

In Europe, since the 1960s, pre-stressed concrete structures have been widely used in bridge construction due to their ability to support long spans. However, many of these structures are approaching the end of their service life, making it necessary to determine their current stress state. A critical factor in these structures is the pre-stressing force and its possible variation due to deferred effects in concrete, such as shrinkage and creep, and relaxation in steel. Recent cases in European Union countries have shown that large prestressed concrete bridges have collapsed due to errors in prestressing force calculations, increased loads, and other execution errors.

In Spain, during the 1990s, many pre-stressed concrete bridges were built with a very similar typology, namely a system of bi-supported spans. These structures are at a critical age where the deferred losses of the different elements are a key factor in determining their pre-stressing state. Since these structures were built, their methods for calculating deferred prestress losses have changed, partly thanks to the greater durability requirements in order to reach a longer useful life so that functionality is met for which the structure was designed.

To verify this, an analysis of pre-stress losses is proposed by comparing different regulations, such as the project regulation (EP-77), the currently valid regulation in Europe (Eurocode 2) and the regulation applied in the United States (ASSTHO-2020). The study focuses on the modeling of a typical bridge of the Spanish road network, where the deferred losses of concrete are considered, as well as the current regulations related to durability. To do this, the project calculations are presented and a comparative finite element model is made using the SAP2000 software, introducing the current Eurocode 2 parameters to obtain a more precise approximation to the current requirements for this type of structure. Thus, an analysis of the deviations and errors that the regulations of the EP-77 project may have compared to the finite element model and the different regulations is made in terms of predicting short- and long-term prestress losses and current stress analysis.

Resum:

A Europa, des dels anys 60, les estructures de formigó pretensat s'han utilitzat àmpliament en la construcció de ponts a causa de la seua capacitat per a suportar grans espans. No obstant això, moltes d'aquestes estructures s'acosten al final de la seua vida útil, la qual cosa fa necessari determinar el seu estat de tensió actual. Un factor crític en aquestes estructures és la força de pretensat i la seua possible variació a causa dels efectes diferents en el formigó, com ara la retracció i la fluència, i la relaxació en l'acer. Recents casos en països de la Unió Europea han mostrat que grans ponts de formigó pretensat han col·lapsat a causa d'errors en els càlculs de la força de pretensat, l'augment de càrregues i altres errors d'execució.

A Espanya, durant els anys 80, es van construir molts ponts de formigó pretensat amb una tipologia molt similar, coneguda com a sistema de llums biapoyades. Aquestes estructures es troben en una edat crítica on les pèrdues diferides dels diferents elements són un factor clau per a determinar el seu estat de pretensat. Des de la construcció d'aquestes estructures, els mètodes per al càlcul de les pèrdues diferides de pretensat han canviat, en part gràcies als majors requisits de durabilitat per a aconseguir una vida útil més llarga i garantir que es compleixi la funcionalitat per a la qual es va dissenyar l'estructura.

Per a verificar açò, es proposa una anàlisi de les pèrdues de pretensat comparant diferents regulacions, com ara la regulació del projecte (EP-77), la regulació actualment vigent a Europa (Eurocodi 2) i la regulació aplicada als Estats Units (ASSTHO-2020). L'estudi es centra en la modelització d'un pont típic de la xarxa de carreteres espanyola, on es tenen en compte les pèrdues diferides del formigó, així com les regulacions actuals relacionades amb la durabilitat. Per a fer açò, es presenten els càlculs del projecte i es realitza un model comparatiu d'elements finits utilitzant el programari SAP2000, introduint els paràmetres actuals de l'Eurocodi 2 per a obtenir una aproximació més precisa als requisits actuals per a aquest tipus d'estructura. Així, es realitza una anàlisi de les desviacions i errors que les regulacions del projecte EP-77 podrien tindre en comparació amb el model d'elements finits i les diferents regulacions en termes de predicció de les pèrdues de pretensat a curt i llarg termini i al anàlisi tensional en la actualitat.

ÍNDICE GENERAL:

DOCUMENTO N°1: MEMORIA Y ANEJOS.

MEMORIA

ANEJO I: EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LOS PUENTES

ANEJO II: ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

ANEJO III: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

ANEJO IV: EVOLUCIÓN Y DESCRIPCIÓN DE NORMATIVAS

ANEJO V: CÁLCULO NORMATIVO

ANEJO VI: ANÁLISIS POR ELEMENTOS FINITOS

ANEJO VII: COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

DOCUMENTO N°2: PLANOS

PLANO 01. PLANTA Y ALZADO DE LA ESTRUCTURA

PLANO 02. VISTA 3D DEL PUENTE

PLANO 03. SECCIÓN DEL TABLERO

PLANO 04. ARMADO Y SECCIÓN DE LA VIGA

PLANO 05. DISPOSICIÓN DE LOS CABLES DE PRETENSADO



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

DOCUMENTO N°1: MEMORIA Y ANEJOS

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

MEMORIA

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Índice

1. Objeto del estudio y organización.....	6
2. Introducción.....	6
2.1. Evolución de los puentes.....	7
a) Época Romana.....	7
b) Primera revolución industrial.....	8
c) Hormigón armado	11
d) Hormigón pretensado	12
3. Antecedentes.....	13
3.1. Hormigón y acero de pretensado como material.....	13
3.2. Hormigón pretensado	14
3.3. Puente de hormigón pretensado	16
a) Puente de Morandi	16
b) Viaducto de Castro	17
4. Descripción de la estructura	19
4.1. Descripción general y proceso constructivo.....	19
4.2. Materiales empleados.....	19
a) Hormigón	20
b) Acero para armadura pasiva.....	20
Acero para armadura activa en vigas pretensadas	20
4.3. Geometría de la estructura.....	21
a) Tablero	22
4.4. Acciones	25
5. Normativas	27
5.1. EP-77.....	27
a) Pérdidas totales.....	28
b) Pérdidas instantáneas.....	28
c) Pérdidas diferidas	29

5.2.	EC2.....	29
a)	Pérdidas totales.....	30
b)	Pérdidas instantáneas.....	30
c)	Pérdidas diferidas	31
5.3.	AASHTO 2020.....	32
a)	Pérdidas totales.....	32
b)	Pérdidas instantáneas.....	32
c)	Pérdidas diferidas	33
6.	Análisis de pérdidas de pretensado.....	34
6.1.	Pérdidas instantáneas.....	35
a)	Pérdidas por rozamiento.....	35
b)	Pérdidas por penetración de cuñas	37
c)	Pérdidas por acortamiento elástico.....	39
6.2.	Pérdidas diferidas	41
a)	EP-77.....	42
b)	EC2.....	43
c)	AASHTO 2020.....	45
6.3.	Verificación de la no descompresión bajo cargas permanentes	47
a)	EP-77.....	47
b)	EC2.....	48
c)	AASHTO 2020.....	48
7.	Modelo de Elementos Finitos	49
7.1.	Materiales	49
7.2.	Definición geométrica de la estructura.....	49
7.3.	Acciones sobre la estructura.....	50
7.4.	Combinación de acciones.....	50
7.5.	Asignación de los parámetros para el cálculo de las pérdidas	51
7.6.	Visualización del modelo	52

7.7.	Resultados	52
a)	Staged Construction estado inicial de puesta en servicio.....	53
b)	Staged Construction a la edad de 42 años (Actual).....	54
c)	Estado del puente a la edad de 100 años (36500 días).....	55
8.	Análisis y discusión de los resultados	56
8.1.	Tendón 1.....	56
8.2.	Tendón 2.....	57
8.3.	Tendón 3.....	58
8.4.	Tendón 4.....	59
8.5.	Tendón 5.....	60
8.6.	Análisis tensional por normativa.....	60
a)	Pérdidas instantáneas.....	61
b)	Pérdidas diferidas.....	61
8.7.	MEF y EC2.....	62
9.	Conclusiones.....	63
9.1.	Conclusiones	63
9.2.	Futuras línea de investigación.....	65
10.	Referencias	66

Índice de figuras

Figura. 1.	Puente Romano de Orense, Orense, España. (Fuente: www.spain.info)	7
Figura. 2.	Iron bridge, Coalbrookdale. (Fuente: www.flickr.com)	9
Figura. 3.	Viaducto de Garabit, Loubaresse, Francia. (Fuente: www.epdlp.com).....	9
Figura. 4.	Puente de Tacoma Narrows, Tacoma, EE. UU.. (Fuente: www.xataka.com)	10
Figura. 5.	Viaducto Martín Gil, Manzanal del Barco, España. (Fuente: www.megaconstrucciones.net).....	11
Figura. 6.	Puente de Oelde, Oelde, Alemania. (Fuente: www.victoryepes.blogs.upv.es).....	12
Figura. 7.	Diagrama de tensiones en el hormigón pretensado (Fuente:).....	14
Figura. 8.	Detalle de los tendones de hormigón pretensado corroídos. (Fuente: ATP)	17
Figura. 9.	Viaducto de O Castro en la A-6 tras el segundo derrumbe, Vega de Valcarce, España. (Fuente: www.elpais.com)	18
Figura. 10.	Vista en alzado del puente cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano Alzado) ..	21
Figura. 11.	Vista en planta del puente, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano planta)....	21
Figura. 12.	Vista en 3D del puente. Sin Escala. (Fuente: Plano 3D)	22
Figura. 13.	Sección transversal del tablero, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano de sección transversal)	22

Figura. 14. Característica geométricas y posicionamiento de cada tendón en las distintas secciones a lo largo de la viga. (Fuente: Elaboración propia).....	23
Figura. 15. Características geométricas y disposición de armado de la sección, cotas en metros. (Fuente: Plano sección transversal y armado).....	23
Figura. 16. Vista en alzado del trazado de los tendones puente cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano Características de la viga).....	24
Figura. 17. Vista en 3D del trazado de los tendones. Sin escala. (Fuente: Plano Características de la viga).....	24
Figura. 18. Asignación del nombre identificativo a las vigas del tablero. (Fuente: Elaboración propia).....	25
Figura. 19. Diagrama de árbol con cada etapa de carga. (Fuente: Modelo SAP2000)	51
Figura. 20. Vista en planta de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000).....	52
Figura. 21. Vista en alzado de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000).....	52
Figura. 22. Vista en 3d de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)	52
Figura. 23. Desplazamientos en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000).....	53
Figura. 24. Tensiones en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000)	54
Figura. 25. Desplazamientos en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000).....	54
Figura. 26. Tensiones en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000).....	55
Figura. 27. Desplazamientos en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000).....	55
Figura. 28. Tensiones en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000)....	56

Índice de tablas

Tabla. 1. Coordenadas trazado de tendón 1. (Fuente: Elaboración propia)	24
Tabla. 2. Coordenadas trazado de tendón 2. (Fuente: Elaboración propia)	24
Tabla. 3. Coordenadas trazado de tendón 3. (Fuente: Elaboración propia)	24
Tabla. 4. Coordenadas trazado de tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)	25
Tabla. 5. Coordenadas trazado de tendón 5. (Fuente: Elaboración propia)	25
Tabla. 6. Asignación del área tributaria a cada viga. (Fuente: Elaboración Propia).....	26
Tabla. 7. Asignación de cargas por metro lineal a cada viga. (Fuente: Elaboración propia)...	26
Tabla. 8. Momento máximo en las vigas para cargas permanentes y sobrecarga de uso. (Fuente: Elaboración propia).....	26
Tabla. 9. Clases de exposición definidas en el EC2 que depende del tipo de armadura (Fuente: Eurocódigo 2).....	30
Tabla. 10. Valores del ángulo de giro en cada tendón. (Fuente: Elaboración propia)	35
Tabla. 11. Tabla con los parámetros de cada tendón relacionados con las pérdidas por penetración de cuñas. (Fuente: Elaboración propia)	37
Tabla. 12. Verificación de tensiones para EP77. (Fuente: Elaboración Propia)	47
Tabla. 13. Verificación de tensiones para EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	48
Tabla. 14. Verificación de tensiones para AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	48

Índice de gráficos.

Gráfico. 1. Pérdidas por rozamiento tendón 1. (Fuente: Elaboración propia).....	35
Gráfico. 2. Pérdidas por rozamiento tendón 2. (Fuente: Elaboración propia).....	36
Gráfico. 3. Pérdidas por rozamiento tendón 3. (Fuente: Elaboración propia).....	36
Gráfico. 4. Pérdidas por rozamiento tendón 4. (Fuente: Elaboración propia).....	36
Gráfico. 5. Pérdidas por rozamiento tendón 5. (Fuente: Elaboración propia).....	37
Gráfico. 6. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 1. (Fuente: Elaboración propia).....	37

Gráfico. 7. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 2. (Fuente: Elaboración propia).....	38
Gráfico. 8. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 3. (Fuente: Elaboración propia).....	38
Gráfico. 9. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 4. (Fuente: Elaboración propia).....	38
Gráfico. 10. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 5. (Fuente: Elaboración propia).....	39
Gráfico. 11. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los tendones EP-77. (Fuente: Elaboración propia).....	40
Gráfico. 12. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los tendones EC2. (Fuente: Elaboración propia).....	40
Gráfico. 13. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los tendones AASTHO. (Fuente: Elaboración propia).....	41
Gráfico. 14. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 1. (Fuente: Elaboración propia)	42
Gráfico. 15. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 2. (Fuente: Elaboración propia)	42
Gráfico. 16. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 3. (Fuente: Elaboración propia)	42
Gráfico. 17. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)	43
Gráfico. 18. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)	43
Gráfico. 19. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 1. (Fuente: Elaboración propia) ..	43
Gráfico. 20. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 2. (Fuente: Elaboración propia) ..	44
Gráfico. 21. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 3. (Fuente: Elaboración propia) ..	44
Gráfico. 22. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 4. (Fuente: Elaboración propia) ..	44
Gráfico. 23. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 5. (Fuente: Elaboración propia) ..	45
Gráfico. 24. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 1. (Fuente: Elaboración propia).....	45
Gráfico. 25. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 2. (Fuente: Elaboración propia).....	45
Gráfico. 26. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 3. (Fuente: Elaboración propia).....	46
Gráfico. 27. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 4. (Fuente: Elaboración propia).....	46
Gráfico. 28. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 5. (Fuente: Elaboración propia).....	46
Gráfico. 29. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 1 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	56
Gráfico. 30. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 2 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	57
Gráfico. 31. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 3 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	58
Gráfico. 32. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 4 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	59
Gráfico. 33. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 5 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	60
Gráfico. 34. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) para cada una de las normativas tras pérdidas instantáneas. (Fuente: Elaboración propia).....	61
Gráfico. 35. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) para cada una de las normativas tras calcular pérdidas diferidas. (Fuente: Elaboración propia).....	61
Gráfico. 36. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) el MEF y EC2. (Fuente: Elaboración propia).....	63

1. Objeto del estudio y organización.

El trabajo “Análisis estructural del pretensado en tableros de puente de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente de carretera tipo construido en la década de 1990.”, tiene como objetivo la realización del Trabajo Final de Máster en la titulación del Máster de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos (MICCP) de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

En el presente trabajo se pretende analizar el estado actual en el que se encuentra un puente tipo recogido en la “Colección de Puentes de Vigas Pretensadas IIC”, obras de paso para carreteras. Debido a los continuos cambios normativos se pretende realizar un análisis de cómo se encuentra la parte más solicitada de la estructura y poder realizar una comparación del estado actual para cada una de las normativas estudiadas en el trabajo. La finalidad del trabajo consiste en poder comparar el estado en la normativa empleada en colección de puentes y las normativas en la actualidad y poder saber cómo se encontrarían estos puentes en la actualidad que están próximos a alcanzar la mitad de su vida útil.

En esta memoria se explicará brevemente alguno de los aspectos más importantes, estando todos ellos más detallados y extendidos en sus respectivos anejos.

2. Introducción

Los puentes son estructuras necesarias, que han servido a lo largo de la humanidad para poder salvar obstáculos y permitir conexiones entre puntos que anteriormente suponían un gran esfuerzo y grandes longitudes a recorrer para poder salvar estos obstáculos, como bien puede ser: los ríos, valles o cualquier accidente geográfico.

El diseño y proyección siempre ha recaído sobre la ingeniería estructural, y está siempre ha estado en continua evolución, desde los inicios de la humanidad siempre se ha buscado innovación, mediante nuevas tipologías, nuevos materiales, formas de cálculos... Lo cual ha dado resultado a la gran variedad que se tiene hoy en día de estructuras capaces de alcanzar grandes luces y poder salvar obstáculos que anteriormente se necesitaba de gran esfuerzo y tiempo para poder alcanzar dos puntos que en realidad se encontraban a una distancia muy próxima entre ellos.

2.1. Evolución de los puentes

Como bien es sabido en la actualidad existen grandes obras de paso que datan de épocas pasadas, desde incluso antes de la época romana hasta la actualidad, dando lugar no solo a la mejor conexión entre ciudades, sino, que han podido desarrollarse y mejorar tanto la calidad de vida, social y económica de las regiones.

a) Época Romana

La época romana supone el inicio de la era de la construcción de puentes a gran escala, ya utilizada por los romanos para poder conectar las ciudades entre sí que en la actualidad pueden observarse y forman parte del patrimonio histórico de las ciudades.

Este pueblo con gran influencia en la historia es considerado los propulsores de la ingeniería estructural de puentes, puesto que fueron los primeros en utilizar un material cementante realizado a partir de cenizas volantes.

La tipología de sus puentes se caracterizaba principalmente por ser arcos semicirculares, aunque esto no ha sido exactamente de esta manera, variando estas formas para poder conseguir más altura y permitir que en épocas de crecidas de los ríos esto no supusiera un problema importante.

En la actualidad existen puentes que cuentan con casi 2000 años y que incluso hoy en día se utilizan de manera funcional, por lo que se puede decir que en la época romana fue el inicio de la ingeniería estructural.



Figura. 1. Puente Romano de Orense, Orense, España. (Fuente: www.spain.info)

En la figura 1 se puede apreciar el puente Romano de Orense, es el claro ejemplo de la evolución de los puentes romanos, los cuales inicialmente se trataban de arcos circulares y de cómo poco a poco fueron variando para poder obtener paso de agua mayor por debajo del tablero del puente y poder conseguir que las crecidas de los ríos no afectasen de manera negativa a la estructura o dejara de hacerla funcional. A partir de aquí la producción de puentes se quedó estancada en su evolución y no fue hasta la primera revolución industrial cuando se intensificó y dio lugar a las tipologías y materiales que se siguen utilizando en la actualidad.

b) Primera revolución industrial

En la segunda mitad del siglo XVIII debido a las necesidades de la población y a la aparición de la industria y la necesidad de avance económico que suponía una transformación en la sociedad, dando lugar a nuevas necesidades sociales y de transporte con la aparición del ferrocarril y la consecución de grandes hornos que permitían obtener materiales obtenidos a partir del carbón.

Aparecen los metales que se nombran a continuación, suponiendo un nuevo material, que tenía grandes resistencias en comparación con los materiales que se tenían hasta el momento.

Hierro fundido o hierro colado: es un material con un alto contenido en carbono, en torno al 2,1-4%, con un contenido en sílice del 1-3%, lo que lo convierte en un material duro, frágil, no maleable y no soldable, por lo que las uniones debían ser mediante bulones. En cuanto al punto de fusión presenta un bajo punto de fusión, y su elaboración es mediante el fundido y vertido en un molde.

Hierro forjado o hierro dulce: material con un contenido en carbono del 0.05-0.25%, muy bajo contenido en carbono, lo que proporciona que sus características son las de un material relativamente blande y maleable, poco tenar y que puede soldarse mediante forja. Con respecto al hierro fundido presenta un mayor punto de fusión y es obtenido mediante forja.

Acero: material que en la actualidad todavía se utiliza para la construcción de estructuras, su contenido en carbono se sitúa entre un 0.03-2.14% y con esto se consigue un material dúctil y con una alta resistencia a la tracción.

Esto dio lugar a la ejecución masiva de puentes de este tipo de material, el primero de ellos se puede observar en la figura 2 y se trata del puente denominado “Iron Bridge” diseñado por Abraham Darby III en el año 1779 para el paso del ferrocarril, estaba realizado mediante hierro fundido y disponía una tipología tipo arco, imitada y basada en la realizada por los romanos.

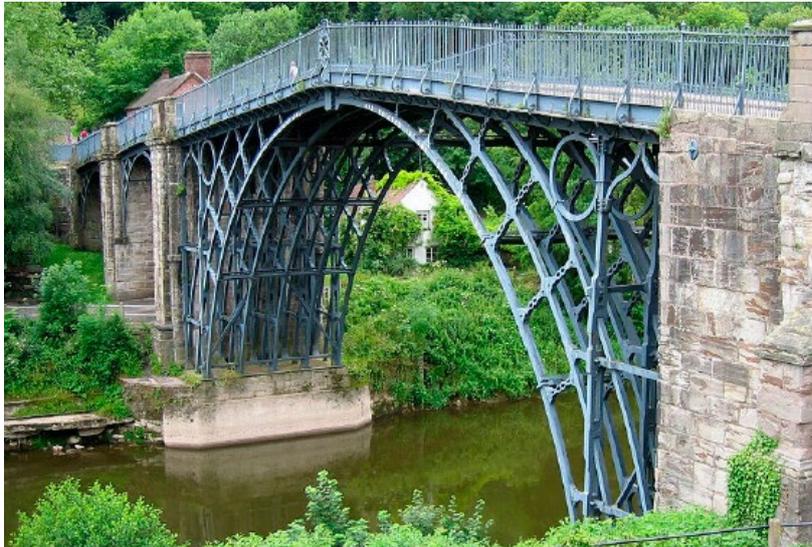


Figura. 2. Iron bridge, Coalbrookdale. (Fuente: www.flickr.com)

Otro de los grandes hitos de la construcción de esta tipología de puentes es el viaducto de Garabit, como se puede observar en la figura 3, ubicado en Loubaresse y fue construido en el año 1884 también para el paso de los ferrocarriles realizado por la compañía de Gustave Eiffel en el año 1886. Se trata de un puente de tipo arco construido con hierro forjado con un total de 565 metros y 7 vanos con una altura máxima de 122 metros.



Figura. 3. Viaducto de Garabit, Loubaresse, Francia. (Fuente: www.epdlp.com)

Tras estos puentes realizados con hierro, se dio lugar a una nueva tendencia con la aparición de un material que parecía el mejor material de construcción para la elaboración de los puentes, ya que se trataba de un material homogéneo y con grandes características mecánicas, el acero.

En la zona de América del Norte fue tal su utilización que se utilizó para una cantidad muy elevada de puentes, la tendencia que presentaba este material parecía no tener ningún competidor, se trataba de un material resistente, que se podía soldar y que trabaja bien tanto a compresión como a tracción, por lo que empezaron a realizarse puentes esbeltos dando lugar a la aparición de los puentes colgantes.

Esta tipología de puente permite salvar luces muy grandes y se utilizaron durante todo el siglo XX para salvar grandes obstáculos. Pero en el año 1940 sucedió un evento que cambiaría la tendencia en la utilización de este tipo de puentes. El puente de Tacoma Narrows construido en el año 1940 por el ingeniero Leon Moisseif, el cual tenía una tipología tipo puente colgante y era de acero tal y como puede observarse en la figura 4. Empezó a tambalearse incluso antes de su inauguración.



Figura. 4. Puente de Tacoma Narrows, Tacoma, EE. UU.. (Fuente: www.xataka.com)

El puente únicamente pudo aguantar unos días y acabó colapsando, poniendo en aviso a la sociedad de dotar de rigidez a la estructura para poder evitar que los fenómenos de resonancia afectaran gravemente a la estructura y pudieran ocasionar graves desperfectos e incluso provocar la pérdida de vidas humanas.

c) Hormigón armado

Paralelamente a la construcción de puente de Acero, la tendencia en Europa era algo distinta, la tendencia en esta parte del mundo era la construcción de puentes con un material totalmente distinto, se trataba de un material heterogéneo, que podía adaptarse a casi cualquier superficie y que resistía elevadas compresiones y mediante la introducción de barras de acero era capaz de soportar pequeñas tracciones.

El uso del hormigón armado se expandió de una manera muy rápida y su evolución en estructuras, ligada al avance en los diseños y tipología para aumentar las luces de los puentes resultados muy importantes en la historia del hormigón, y aparentemente no era tan sensible a los efectos atmosféricos.

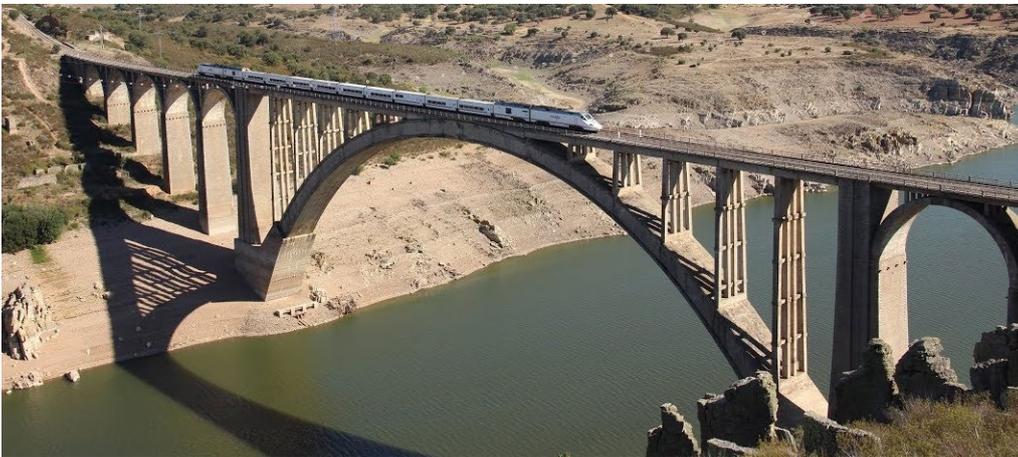


Figura. 5. Viaducto Martín Gil, Manzanal del Barco, España. (Fuente: www.megaconstrucciones.net).

En la figura 5 se representa uno de los puentes de hormigón armado más grandes que existe en la actualidad, su construcción data del año 1942 ejecutado mediante el método de autocimbra por Eduardo Torroja, aunque el proyecto del puente se le atribuye a la persona que da nombre a este puente Martín Gil.

El principal problema del hormigón armado radicaba en la necesidad de utilizar formas de este tipo para poder seguir el camino de las cargas de compresión y así evitar que las tracciones aparecieran en el hormigón, por lo que esta tipología de puentes solo era viable en valles y cerradas que pudieran proporcionar grandes luces y que tuvieran una altura lo suficientemente alta para poder ejecutarlos.

d) Hormigón pretensado

En el año 1886 fue una fecha clave para los inicios del pretensado de hoy en día, cuando el experimento realizado por P.H. Jackson y las ideas de Freyssinet supusieron un primer acercamiento al pretensado de hoy en día, pero al no disponer de aceros de alta resistencia, no surgieron efecto.

En el año 1920 fue cuando el mismo Freyssinet el encargado de poner en práctica esta metodología nueva hasta la fecha. El concepto clave en este material cambió totalmente la perspectiva de la utilización del acero dentro del hormigón, que hasta ese momento únicamente interactuaba con el hormigón cuando aparecía la fisura, el cable de acero paso a ser un elemento activo dentro del hormigón a partir de la transmisión de cargas.

Este nuevo concepto de material no presenta únicamente la facilidad de conseguir luces mayores, si no que a modo constructivos permite solidarizar partes construidas independientemente lo que constituye un principio básico en la construcción como es la reflexión de “hacer grande lo pequeño”.

Tal fue su auge en Europa que dio lugar a la industria de la prefabricación, ya que era posible fabricar elementos por separado y poder unirlos mediante el pretensado y solidarizarlos. Durante la época de los años 60 se empezó a construir una cantidad muy elevada de puentes a partir de vigas pretensadas y se introdujo como un material que componía la mayor parte de los puentes en Europa. En la figura 6 se muestra el primer puente de hormigón pretensado que se realizó “in situ”.



Figura. 6. Puente de Oelde, Oelde, Alemania. (Fuente: www.victoryepes.blogs.upv.es)

3. Antecedentes

3.1. Hormigón y acero de pretensado como material

Durante gran parte de la historia del hormigón como material de construcción se ha pensado que al tratarse de un material pétreo la variabilidad y la afección por fenómenos externos a lo largo de su vida útil era realmente baja. En la época en la que se diseñaron los primeros códigos de diseño de estructuras de hormigón la durabilidad no suponía un factor a tener en cuenta y tras el paso de los años y la aparición de desperfectos o incluso de colapso de estructuras debido a este factor que se ha podido comprobar como con el paso de los años puede resultar un problema importante en las estructuras.

Con el paso de los años, el hormigón al tratarse de un material heterogéneo presenta pérdidas debido a efectos diferidos que se dan debido a la evaporación del agua, dando lugar a la retracción y posteriormente debido a la deformación de fluencia bajo una carga constante como continuación se detalla:

- Fluencia: se define como la deformación adicional obtenido como consecuencia de aplicar una carga y mantenerla en el tiempo. Esto se traduce que a igualdad de carga aplicada las deformaciones aumentan, y por lo tanto se debe de tener en cuenta durante la vida útil de los puentes, ya que la gran cantidad de cargas a las que están sometidas son permanentes lo cual supone un importante factor para tener en cuenta.
- Retracción: es un fenómeno que se produce en el hormigón y es inevitable que esto suceda, este fenómeno tiene su origen en el agua empleada en el amasado del hormigón. Como se ha comentado anteriormente es necesario introducir agua para realizar la mezcla del hormigón, esto no forma parte de la estructura cristalina del hormigón endurecido e inevitablemente saldrá y se evaporará. Durante este proceso el hormigón pierde humedad y se produce una disminución del volumen, lo que provoca que el hormigón se retraiga.

El acero de alto límite elástico, es utilizado para poder introducir cargas elevadas en el hormigón con la finalidad de poder precomprimir la pieza y poder tener un margen suficiente en la estructura para poder contrarrestar las tracciones producidas por las cargas externas sobre la estructura. Al tratarse de un acero con un alto límite elástico y admitir deformaciones elevadas, se es posible introducir al hormigón compresiones consiguiendo

así que se puedan suplir con las tracciones que producen en la fibra inferior las cargas permanentes en la estructura.

En cuanto al cable de acero de pretensado en el hormigón también presenta pérdidas debido a la relajación. Este proceso se produce debido a que el cable al estar a tracción durante toda la vida útil de la estructura se produce un amento de deformación bajo la misma carga aplicada, lo que se traduce en una disminución de la tensión en el acero.

Todo esto se puede encontrar más en profundidad en el Anejo II “Antecedentes y estado del arte”, donde se comentan cada una de estas pérdidas reológica de los materiales y se definen su obtención a lo largo del tiempo.

3.2. Hormigón pretensado

El pretensado se define como “una técnica general que consiste en la creación de tensiones internas en una estructura para mejorar su comportamiento frente a las acciones externas”. Cabe destacar que el pretensado no es únicamente una técnica utilizada para el hormigón puesto que durante mucho tiempo ha tenido campos de aplicación muy extensos.

El hormigón pretensado tardó mucho en desarrollarse debido a que en un principio no existía acero de alto límite elástico, lo cual no permitía introducir tensiones de compresión elevadas en el hormigón y por lo tanto no compensaba con las tracciones que generaban las cargas aplicadas. En la figura 7 se muestra cómo se resuelve el estado tensional mediante el mecanismo del pretensado.

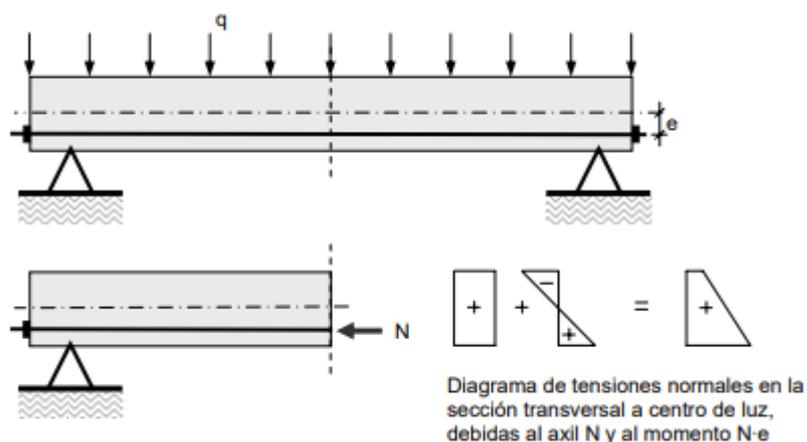


Figura. 7. Diagrama de tensiones en el hormigón pretensado (Fuente:)

El pretensado no favorece solamente el estado de compresión total en la pieza, si no que se consigue evitar que en los estados límite de servicio se produzcan fisuras en la sección más desfavorable, consiguiendo una mayor oposición a la entrada de factores medioambientales que puedan poner en riesgo la vida útil de la estructura.

Existen diferentes tipos de pretensado según la situación de la armadura activa respecto a la pieza, el instante de la puesta en tensión de las armaduras respecto al hormigonado de la pieza, y las condiciones de adherencia de las armaduras activas:

Dependiendo de si el elemento tensor se encuentra en el interior o exterior de la pieza se denominará pretensado interior o exterior.

En el momento en el que se procede a realizar la puesta en tensión de las armaduras activas respecto al hormigonado de la pieza puede ser:

- Con armaduras pretesas: las armaduras se tensan antes de hormigonar la pieza.
- Con armadura postesas: las armaduras se tensan después del hormigón endurecido.

La armadura postesa concretamente es el caso que se va a tratar en este trabajo, es necesario que éstas no queden adheridas al hormigón antes de su puesta en tensión. Para ello se colocan unos conductos o vainas que, con el trazado conveniente, atraviesan la estructura. Una vez el hormigón ha alcanzado suficiente resistencia, las armaduras activas se enfilan dentro de sus vainas. En los extremos de la pieza se disponen unas placas de anclaje para la armadura activa, de forma que, mediante un gato hidráulico, se tracciona la armadura apoyándose en el hormigón. Cuando el esfuerzo es adecuado, se enclavan las cuñas del anclaje desde donde actuaba el gato y el cable queda traccionado, comprimiendo al hormigón, y por último se procede a la inyección de lechada para asegurar una correcta adherencia.

Esta técnica presenta innumerables ventajas con respecto a otro tipo de materiales como eliminar las tracciones en el hormigón y evitar fisuración bajo cargas de servicio, lo que resulta en una mayor impermeabilidad y protección de las armaduras. El pretensado también permite la generación de contraflechas de forma sencilla y proporciona funcionalidad puesto que es capaz de eliminar las flechas provocadas por las cargas permanentes y permite soluciones estructurales inviables con el hormigón armado.

3.3. Puente de hormigón pretensado

En la actualidad existen numerosos puentes en la red de carreteras y ferrocarriles en España que fueron construidos en los años 80 y que han estado en servicio durante mucho tiempo. Es importante realizar evaluaciones periódicas de estas estructuras para detectar posibles problemas y evitar daños mayores. En los últimos años, ha habido un aumento en el número de colapsos de puentes en todo el mundo, algunos debidos a eventos extraordinarios, pero muchos debido al paso del tiempo y a la falta de mantenimiento adecuado. Se describirán dos casos recientes de colapso de puentes, incluyendo el caso del Puente Morandi en Génova y el Viaducto de Castro en la A-6 en Galicia, que a continuación se explican.

a) Puente de Morandi

El puente de Morandi se trata de un puente cuya ubicación se encontraba ubicado en Génova, se construyó en el año 1967 y cuyo colapso sucedió en el año 2018, es decir a los 51 años, mientras que su vida útil estaba planificada para 100 años, durante este suceso perdieron la vida 43 personas y cuyos daños económicos fueron muy grandes para el país.

El puente contaba con una longitud de 1102 metros con un total de 11 vanos, cuya luz máxima era de 208 metros. El colapso se produjo en uno de los tres vanos principales, consistentes en los tramos atirantados del viaducto. Estos tramos se construyeron mediante un sistema equilibrado, en el que cada vano, de casi 210 metros de luz, vuela un total de 87 metros por ambos lados del eje de las pilas, sostenidas en sus extremos por un doble sistema de tirantes de acero pretensado, cuyo anclaje se sitúa en la cabeza de las pilas.

Este sistema es un claro ejemplo de la primera generación de puentes atirantados, en el cual los puentes contaban con un único tirante por pila que actúa como un apoyo intermedio fijo.

El motivo principal del colapso del puente Morandi en Génova fue la pérdida de uno de los tirantes debido a la corrosión, lo que redujo la sección transversal del mismo y aumentó la tensión en el cable hasta que se produjo la rotura. Los materiales empleados en la construcción del puente eran altamente sensibles a la corrosión debido a que contenían elementos de acero y se encontraba en un entorno propicio para ello, cerca del mar y expuesto a los factores atmosféricos.



Figura. 8. Detalle de los tendones de hormigón pretensado corroídos. (Fuente: ATP)

Esto podría haberse detectado antes y haberse realizado labores de reparación mediante técnicas no destructivas sobre el tirante para poder haber realizado un seguimiento del pretensado residual.

b) Viaducto de Castro

El Viaducto de Castro se trata de un viaducto ubicado en el municipio leonés de Vega de Valcarce, ubicado a las puertas de la provincia de Lugo. Este colapso se produjo relativamente hace poco, concretamente el 7 de junio de 2022 se produjo el colapso de uno de los vanos del viaducto y solo 10 días después se produjo el desplome de un segundo vano. Por suerte no se tuvo que lamentar víctimas ya que el puente fue cerrado al tráfico en julio de 2021.

En cuanto a las características del puente es una longitud total de 585 metros con 13 vanos y la luz máxima entre vanos es de 45 metros. El primer colapso del puente se produjo en el primer vano, la tipología del puente es tipo viga biapoyada realizada mediante dovelas prefabricadas y posteriormente postesadas para unir las entre sí. El sistema constructivo se realizó mediante montaje vano a vano con cimbra autolanzable.



Figura. 9. Viaducto de O Castro en la A-6 tras el segundo derrumbe, Vega de Valcarce, España. (Fuente: www.elpais.com)

Es importante tener en cuenta que aún no se ha llegado a una conclusión definitiva sobre la causa del colapso del Viaducto de Castro. Si bien es cierto que se ha hablado de la corrosión de las armaduras como factor determinante, también se han considerado otros posibles motivos como la capa impermeabilizadora del tablero que pudiera haber permitido la entrada de agua y favorecido la corrosión, o incluso fallos en el diseño o ejecución de la estructura. En cualquier caso, lo que sí se puede afirmar es que se trata de un suceso muy grave y que pone de manifiesto la importancia de llevar a cabo inspecciones y labores de mantenimiento adecuadas en las estructuras para garantizar su seguridad y prolongar su vida útil.

Como se ha podido comprobar durante el trabajo el hormigón pretensado en construcción de puentes se ha extendido en gran medida debido a su resistencia y durabilidad. Sin embargo, se ha descubierto que este tipo de puentes también pueden sufrir problemas de corrosión que afectan su integridad, y que pueden relacionarse con las pérdidas de pretensado, ya que se trata de un elemento fundamental para asegurar la estabilidad en este tipo de puentes. Los puentes de hormigón se construyeron principalmente en EE. UU. entre 1940 y 1960, y en Europa entre 1945 y 1970, lo que significa que muchos de ellos ya han superado la mitad de su vida útil estimada de 50 años y están en riesgo de fallos prematuros que ya se han dado en puentes, por ello es importante que los ingenieros consideren el estado tensional y la posible corrosión en los

puentes de hormigón pretensado al diseñar y mantener estas estructuras. Por ello a continuación se realizará el análisis del pretensado de una viga perteneciente a un puente tipo muy utilizado en España para la construcción de carreteras durante los años 1980.

4. Descripción de la estructura

4.1. Descripción general y proceso constructivo

La estructura de comprobación del estado actual del pretensado en las vigas se recoge en una colección de puentes de vigas pretensadas elaborada por el ministerio de obras públicas y urbanismo en el año 1986, en él se detalla el diseño de vigas para obras de paso. En esta ocasión se han de considerar diferentes aspectos para poder comprender el funcionamiento de la estructura y su concepción de diseño.

Las estructuras recogidas están conformadas por tres elementos principales, las vigas prefabricadas que conforman el tablero de la estructura, realizadas con hormigón pretensado, las cuales se diseñan para dos fases de tesado. Una primera fase de tesado las cuales se tesan 4 tendones para que soporte el peso propio de la viga y las distintas cargas de manipulación y puesta en su ubicación dentro de la estructura. La segunda fase de tesado en la que se introduce un tendón más de pretensado (5 en total) y que se tesan una vez se ha completado el tablero, lo que permite la realización de estructuras más ligeras y de la mayor luz. Los otros dos elementos principales del puente son las pilas y los estribos que están realizadas con hormigón armado.

El puente está construido mediante vigas biapoyadas, en la que al tratarse de dos tramos el primero se realiza sobres estribo-pila y el segundo pila-estribo.

El terreno sobre el que se apoya se trata de un terreno de cimentación con una tensión admisible $\sigma_{adm} \geq 7 \text{ kp/cm}^2$ y ángulo de rozamiento 35° .

4.2. Materiales empleados

Para el puente que va a ser objeto de análisis de este estudio de pérdidas de pretensado, está compuesto por dos materiales, el hormigón y el acero convencional utilizado para la armadura pasiva, como el de alta resistencia para la armadura activa.

a) Hormigón

Dependiendo de la parte de la estructura, se compone de hormigón de distintas resistencias y características, teniendo en cuenta que el puente está proyectado para la época de los años 80, se trata de hormigones con resistencia a compresión de 20 a 35 MPa.

- Hormigón de 35 MPa: tendrán una resistencia mínima de 35 MPa las vigas pretensadas que soportarán el tablero.
- Hormigón de 25 MPa: se empleará para elementos como la losa del tablero, dinteles y fustes de las pilas.
- Hormigón de 20 MPa: este hormigón se utilizará para elementos masivos como son: zapatas, muros laterales, muros frontales, aletas y zapatas de los estribos.

b) Acero para armadura pasiva

El acero empleado para todas las armaduras pasivas empleada en los elementos de hormigón ya sea armado o pretensado es del tipo AEH-400N: con módulo de elasticidad de 210000 MPa y límite elástico de 400 MPa, lo que en la actualidad se denominarían B 400 S.

Acero para armadura activa en vigas pretensadas

Para el acero que conforma la armadura activa, se han considerado las siguientes características para el cálculo del trazado y dimensionamiento de los tendones.

- Módulo de deformación longitudinal: E_p : 190000 MPa
- Relajación en ensayo a 120 horas, a 20° de temperatura y tensión equivalente al 70 % de la rotura: 1,35 %
- Relajación en ensayo a 1000 horas, a 20° de temperatura y tensión equivalente al 70 % de la rotura: 2 %

En cuanto a los cables que se han empleado como armadura activa presentan las siguientes características:

- Área neta del tendón: A_p : 11,84 cm²
- Carga de rotura garantizada: 1910 N/mm²
- Carga correspondiente al límite elástico característico: 1718 N/mm²

4.3. Geometría de la estructura

En este apartado se presentan las geometrías que componen la estructura, mediante los siguientes esquemas. Todo ello se puede ver de una forma más detallada en los planos presentados en el documento Planos.

En la figura 10, se puede observar las características en alzado del puente en cuestión, que se trata de un puente de dos vanos simétricos de 30 metros formados por dos vanos biapoyados, apoyándose en la parte central por una pila de hormigón armado y en los extremos por dos estribos conformados por hormigón armado.

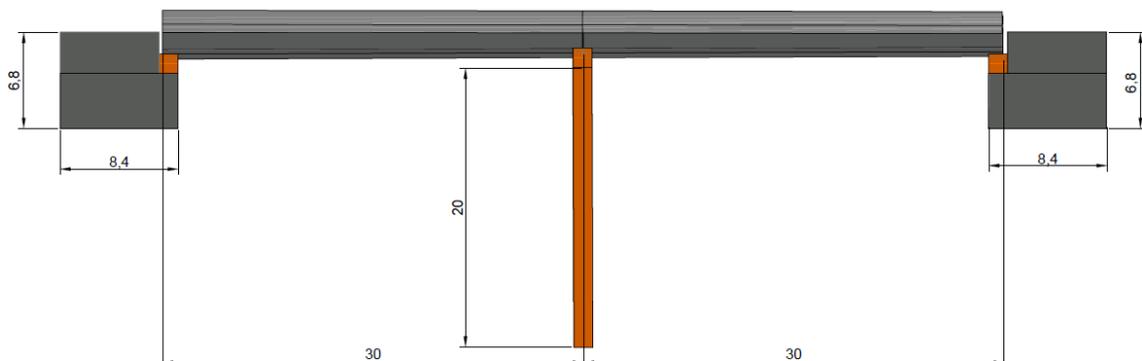


Figura. 10. Vista en alzado del puente cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano planta y alzado)

En la figura 11 se puede observar el detalle en planta del puente, apreciándose un ancho total del puente de 13 metros y un ancho de plataforma de 12 metros, en cuanto a los estribos se puede comprobar que tiene un ancho similar a la plataforma y una longitud de 7 metros.

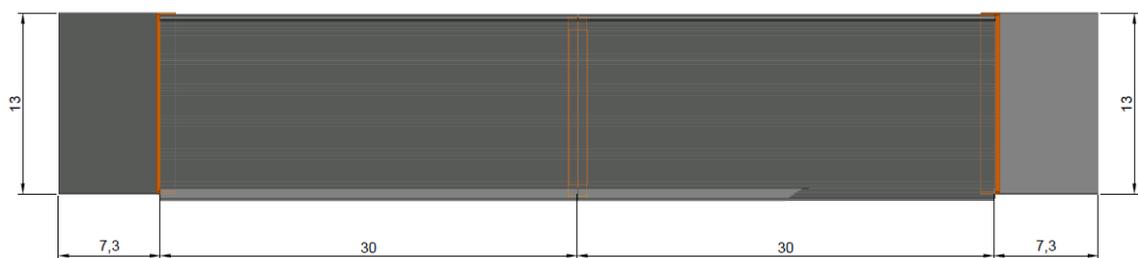


Figura. 11. Vista en planta del puente, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano)

Por último, se presenta una vista generada en 3D del puente en cuestión a analizar.

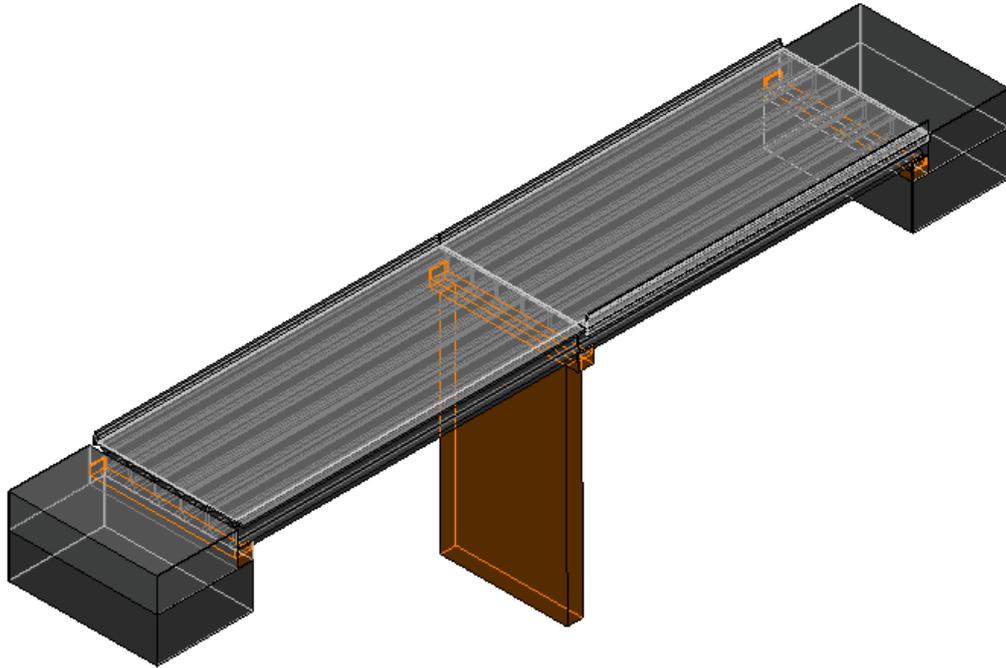


Figura. 12. Vista en 3D del puente. Sin Escala. (Fuente: Plano 3D)

a) Tablero

El tablero está conformado por 6 vigas de hormigón pretensado, una losa de hormigón armado, una capa de rodadura, un pretil y una barrera semirrígida.

En la figura 13 se puede observar la sección transversal del tablero, donde se puede comprobar que la anchura de plataforma es de 12 metros con una longitud total de 13 metros incluyendo todos los elementos de seguridad.

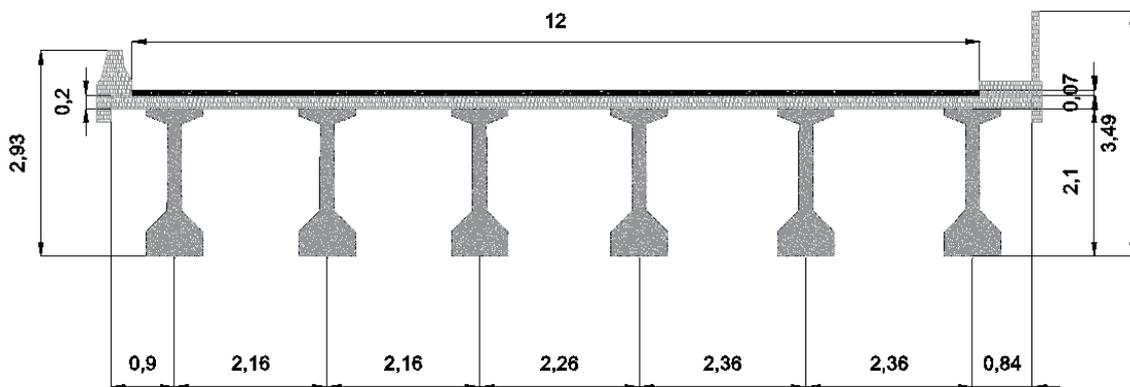


Figura. 13. Sección transversal del tablero, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano de sección transversal)

i) Vigas

En cuanto a las vigas encargadas de transmitir las cargas a las pilas y los estribos, se trata de vigas en sección doble T asimétrica, realizadas con hormigón de 35 MPa. Las vigas son elementos con 5 tendones de pretensado, con una longitud de 30 metros, un ancho de 0,8 metros y un canto total de 2,1 metros, poseen un área bruta de 0,81 m² y una inercia sobre el eje fuerte de 1,206 m². Todas las vigas que componen el tablero cuentan con macizado en la sección de apoyos, a continuación se muestran tanto las secciones de los apoyos como la sección ubicada en el centro de luz, en el plano “Variación de secciones en la longitud de la viga” se puede obtener mayor detalle de la ubicación de las distintas secciones. En la figura 14 se puede observar todas las características geométricas de la viga, sus propiedades mecánicas y el esquema de armado de la viga.

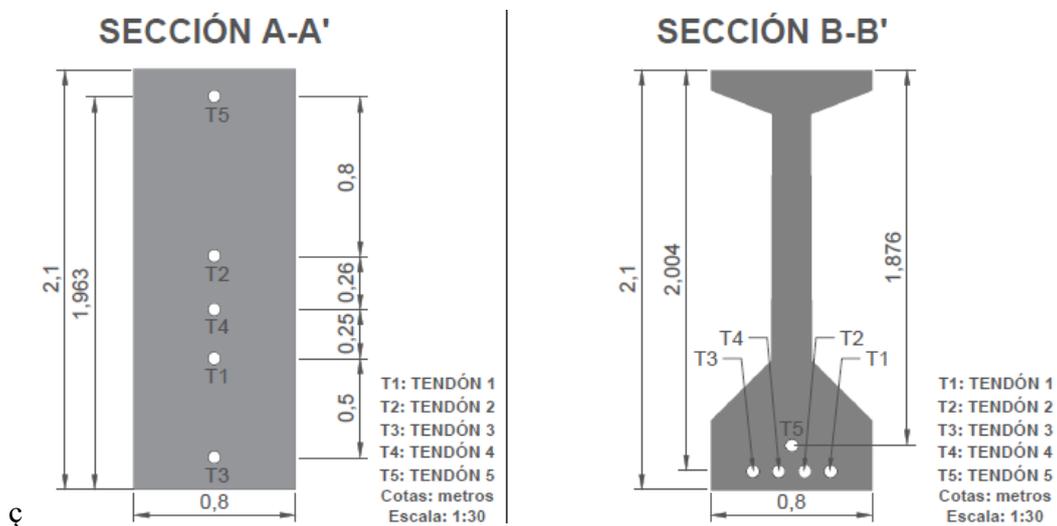


Figura. 14. Característica geométricas y posicionamiento de cada tendón en las distintas secciones a lo largo de la viga. (Fuente: Elaboración propia).

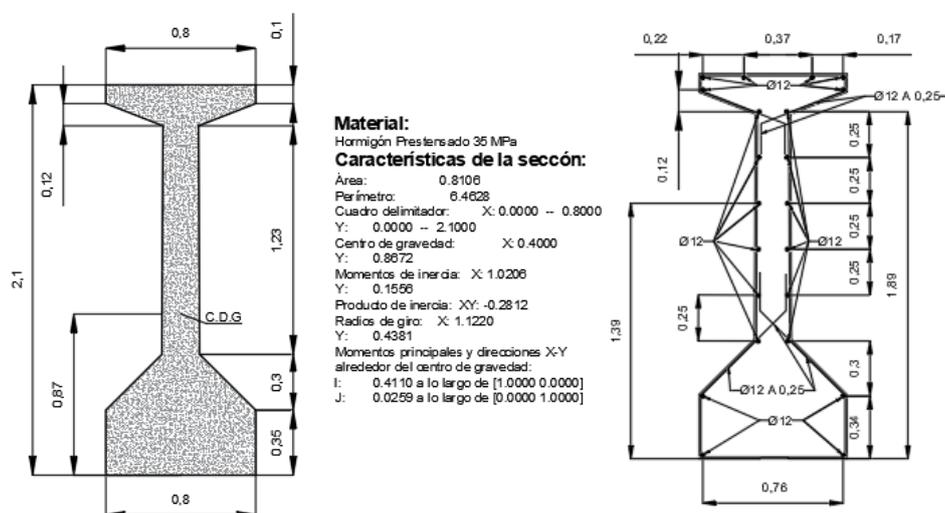


Figura. 15. Características geométricas y disposición de armado de la sección, cotas en metros. (Fuente: Plano sección transversal y armado).

El sistema de pretensado se caracteriza por tener dispuestos 5 tendones, los cuales pueden observarse en las figuras 16 y 17 en las que se muestra el alzado y la planta del trazado de los cables por la viga, se puede obtener una información más extensa acerca de las coordenadas de los tendones y geometría de la viga en el plano “características de la viga”.

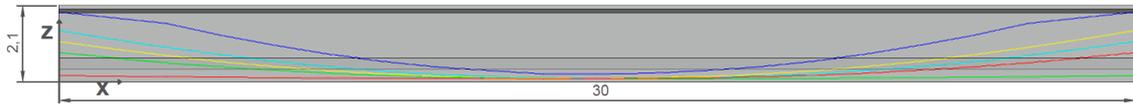


Figura. 16. Vista en alzado del trazado de los tendones puente cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano Características de la viga).

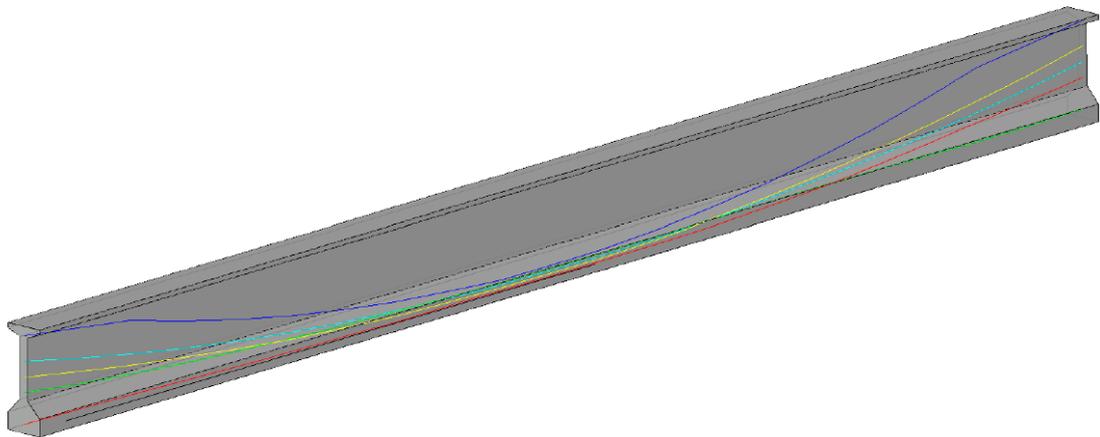


Figura. 17. Vista en 3D del trazado de los tendones. Sin escala. (Fuente: Plano Características de la viga)

A continuación, se muestran los trazados de cada uno de los tendones a lo largo de la viga.

TENDÓN 1

X	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	16.48	19.44	22.40	25.36	28.32
Y	0.01	0.13	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.08	0.00
Z	0.53	0.33	0.19	0.11	0.10	0.10	0.10	0.11	0.13	0.16

Tabla. 1. Coordenadas trazado de tendón 1. (Fuente: Elaboración propia)

TENDÓN 2

X	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	16.48	19.44	22.40	25.36	28.32
Y	0.00	0.00	0.04	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.00	0.00
Z	0.94	0.57	0.31	0.15	0.10	0.10	0.16	0.31	0.56	0.90

Tabla. 2. Coordenadas trazado de tendón 2. (Fuente: Elaboración propia)

TENDÓN 3

X	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	16.48	19.44	22.40	25.36	28.32
Y	-0.02	-0.15	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.19	-0.18	-0.06	0.00
Z	0.15	0.12	0.11	0.10	0.10	0.10	0.14	0.25	0.42	0.66

Tabla. 3. Coordenadas trazado de tendón 3. (Fuente: Elaboración propia)

TENDÓN 4

X	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	16.48	19.44	22.40	25.36	28.32
Y	0.00	-0.02	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.02	0.00	0.00
Z	0.72	0.43	0.22	0.12	0.10	0.11	0.22	0.43	0.74	1.16

Tabla. 4. Coordenadas trazado de tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)

TENDÓN 5

X	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	16.48	19.44	22.40	25.36	28.32
Y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Z	1.60	1.00	0.57	0.31	0.22	0.22	0.42	0.76	1.28	1.96

Tabla. 5. Coordenadas trazado de tendón 5. (Fuente: Elaboración propia)

ii) Restos de elementos del tablero.

El puente tiene una losa de hormigón armado de sección rectangular con un canto total de 20 cm, que no se considera un elemento resistente, sino que distribuye las cargas sobre las vigas para calcular los esfuerzos. La capa de rodadura es una mezcla bituminosa de 7 cm que cubre toda la anchura. Para la seguridad, hay dos elementos en los extremos: una barrera semirrígida anclada al elemento estructural con una base de 50 cm y una barrera rígida compuesta por elementos verticales discontinuos unidos por una banda continua de doble onda, anclados en el extremo interior de una acera de 1 metro de ancho, con una barandilla metálica en el extremo.

4.4. Acciones

Las acciones que actúan sobre una estructura de vigas pretensadas, considerando las permanentes y variables. Las permanentes incluyen el peso propio del elemento estructural, la losa, la capa de rodadura y las barreras en los extremos. Las variables incluyen la sobrecarga de uso y la sobrecarga de uso en situación frecuente. Se muestran las áreas tributarias asignadas a cada viga para el cálculo de asignación de cargas y se nombra cada viga según su secuencia de izquierda a derecha en la figura 18.

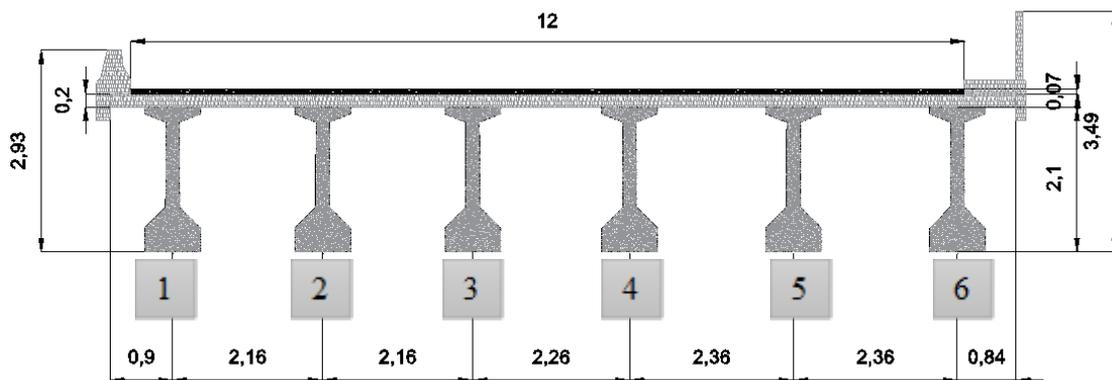


Figura. 18. Asignación del nombre identificativo a las vigas del tablero. (Fuente: Elaboración propia)

	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6
Area tributaria	1,98 m ²	2,16 m ²	2,21 m ²	2,31 m ²	2,36 m ²	2,02 m ²

Tabla. 6. Asignación del área tributaria a cada viga. (Fuente: Elaboración Propia)

En cuanto a las cargas atribuibles a cada una de las vigas se resumen en la siguiente tabla con los resultados expresados en kiloNewtons por metro lineal de viga:

	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6
Ppviga	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25
Pplosa	9,41	10,26	10,50	10,97	11,21	9,60
Pppavimento	3,33	3,63	3,71	3,88	3,96	3,39
Ppbarrera	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	7,50
Pptotal	40,48	34,14	34,46	35,10	35,42	40,74
Su	7,92	8,64	8,84	9,24	9,44	8,08

Tabla. 7. Asignación de cargas por metro lineal a cada viga. (Fuente: Elaboración propia)

Por lo tanto, se obtiene que la viga más solicitada en este caso las vigas con una mayor carga por metro lineal es la correspondiente a la viga 6, en la tabla 8 se puede observar el momento flector máximo obtenido para cada una de las vigas, al tratarse de una viga biapoyada, esto hace referencia a la sección centro luz.

	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6
Ppviga	2278,13	2278,13	2278,13	2278,13	2278,13	2278,13
Pplosa	1058,06	1154,25	1180,97	1234,41	1261,13	1079,44
Pppavimento	374,22	408,24	417,69	436,59	446,04	381,78
Pp barrera	843,75	0,00	0,00	0,00	0,00	843,75
Pptotal	4554,16	3840,62	3876,78	3949,12	3985,29	4583,09
Su	891,00	972,00	994,50	1039,50	1062,00	909,00

Tabla. 8. Momento máximo en las vigas para cargas permanentes y sobrecarga de uso. (Fuente: Elaboración propia).

Una vez obtenidos los esfuerzos en la sección más desfavorable de las vigas, se obtiene que para las cargas permanentes la viga más solicitada es la correspondiente a la Viga 6, así como para el total de las cargas también es la más solicitada. A continuación, se procederá a un cálculo en detalle de las diferentes pérdidas que se han producido a partir del momento de aplicación de la carga de pretensado y se procederá a compararla con las normativas de aplicación actual en España y en EE. UU..

5. Normativas

Para el estudio de las pérdidas de pretensado, se presentan las siguientes normativas por distintos motivos que se enumeran a continuación, las cuales todas ellas se encuentran más desarrolladas en el Anejo IV “Evolución y descripción de normativas”.

- Normativa EP77: se ha escogido esta normativa por ser la normativa utilizada para el diseño y comprobación del puente escogido para realizar el análisis de pérdidas de pretensado.
- Normativa EC2: es la normativa seleccionada por ser la normativa vigente y en la que la normativa Código Estructural actual tiene su base puesto que entró en aplicación en el año 2022.
- Normativa AASTHO: se trata de la normativa de aplicación para la proyección de puentes en el territorio de los EE. UU..

Para poder observar cómo se encuentra el puente según el cálculo de las distintas normativas ya mencionadas, se procede a realizar un cálculo con los parámetros de partida igual para todos ellos, siendo cambiantes lo relacionado a los coeficientes de fluencia, retracción y relajación del acero para el proceso de cálculo de pérdidas diferidas que se podrá comprobar más adelante. A continuación, se procede a recoger lo detallado en cuanto a pérdidas que se recoge en cada una de las distintas normativas.

5.1. EP-77

La normativa EP77 es la normativa de aplicación durante la proyección del puente en cuestión, se trata de una normativa únicamente desarrollada para estructuras de hormigón pretensada.

En ella se definen 3 clases de exigencias recogidas en el artículo 4.

- Clase I: Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización exigen ausencia de fisuración.
- Clase II: Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización permiten admitir un cierto riesgo de fisuración en determinadas condiciones.
- Clase III: Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización permiten admitir una fisuración de amplitud controlada.

En adelante se procede a nombrar lo recogido en la normativa EP77 en lo correspondiente al cálculo de pérdidas de pretensado que serán desarrolladas más en profundidad en el apartado de cálculos.

a) Pérdidas totales

En el artículo 39.3 se define como pérdidas de pretensado totales lo nombrado a continuación:

$$P_k = P_o - \Delta P_i - \Delta P_{dif}$$

Siendo:

- P_o : Fuerza de pretensado inicial.
- ΔP_i : Pérdidas de fuerza instantánea.
- ΔP_{dif} : Pérdidas de fuerza por efectos diferidos del hormigón.

b) Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas de fuerza vienen definidas en el artículo 39.3 de la EP-77 y son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas; dependen de las características del elemento estructural en estudio. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3$$

Donde:

- ΔP_1 : Corresponden a las pérdidas de fuerza por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado, hasta la sección de estudio artículo 39.4.1.

$$\Delta P_1 = P_o * [1 - e^{-(\mu * \alpha + K * x)}]$$

- ΔP_2 : Corresponde a las pérdidas de fuerza, por penetración de cuñas, en la sección de estudio artículo 39.4.2.

$$\Delta P_2 = \frac{a}{l} * E_p * A_p$$

- ΔP_3 : Corresponden a las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón, en la sección de estudio, artículo 39.4.3.

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} * \frac{n - 1}{2n} * A_p * \frac{E_p}{E_{cj}}$$

c) Pérdidas diferidas

En el artículo 39.5 se describe como las pérdidas totales diferidas, a las pérdidas que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben, esencialmente, al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia, y a la relajación del acero de tales armaduras.

Su expresión es:

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{4f} + \Delta P_{5f} + \Delta P_{6f}$$

Donde

- ΔP_{4f} : pérdidas debidas a la retracción del hormigón recogida en el 39.5.1

$$\Delta P_{4f} = \varepsilon_{rf} * E_p * A_p$$

- ΔP_{5f} : pérdidas debido a la fluencia del hormigón recogida en el artículo 39.5.1

$$\Delta P_{5f} = \varphi_{rf} * \sigma_{cgp} * \frac{E_p}{E_c} * A_p$$

- ΔP_{6f} : pérdidas debido a la relajación del acero ubicada en el artículo 39.5.2.

$$\Delta P_{6f} = \rho_f * [P_{ki} - 2 * (\Delta P_{4f} + \Delta P_{5f})]$$

La obtención de todos los parámetros recogidas en las distintas fórmulas se encuentra desarrolladas y explicadas en el Anejo IV “Evolución y descripción de normativas” en el cual se enumeran y se procede a la realización de los cálculos de los parámetros necesarios para el cálculo relacionadas con las pérdidas instantáneas y diferidas.

5.2. EC2

Esta normativa tiene por definición de hormigón pretensado lo mostrado en el artículo 1.5.2.4. del EC2:

“El proceso de pretensado consiste en aplicar fuerzas en la estructura del hormigón mediante el tesado de la armadura activa incorporada en el elemento de hormigón. El concepto “pretensado” se emplea para nombrar globalmente a todos los efectos permanentes del proceso de pretensado, el cual se compone de fuerzas internas en las secciones y deformaciones de la estructura.”

Según lo establecido en el artículo 7.3 concretamente en la tabla 7.1 se establecen la abertura máxima de fisura:

Clase de exposición	Elementos con armadura pasiva y con armaduras activas no adherentes	Elementos con armaduras activas adherentes
	Combinación de cargas cuasipermanente	Combinación de cargas frecuente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Descompresión
<p>NOTA 1 Para las clases de exposición X0, XC1, la abertura de la fisura no influye en la durabilidad y este límite se establece para garantizar, en general, una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia se puede tratar este límite de modo menos estricto.</p> <p>NOTA 2 Para estas clases de exposición, además, la descompresión se debería comprobar bajo la combinación cuasipermanente de cargas.</p>		

Tabla. 9. Clases de exposición definidas en el EC2 que depende del tipo de armadura (Fuente: Eurocódigo 2)

a) Pérdidas totales

Para el cálculo de las pérdidas de pretensado en un elemento estructural se obtienen a partir de la tensión el procedimiento a seguir es muy similar al procedimiento descrito en la normativa EP-77.

$$P_k = P_o - \Delta P_i - \Delta P_{dif}$$

Siendo:

- P_o : Fuerza de pretensado inicial.
- ΔP_i : Pérdidas de fuerza instantánea.
- ΔP_{dif} : Pérdidas de fuerza por efectos diferidos del hormigón.

b) Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas de fuerza vienen definidas en el artículo 5.10.5 del EC2 y son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas; dependen de las características del elemento estructural en estudio. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_i = \Delta P_{\mu} + \Delta P_{sl} + \Delta P_{el}$$

Donde:

- ΔP_μ : Corresponden a las pérdidas de fuerza por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado, hasta la sección de estudio tal y como viene indicado en el artículo 5.10.5.2.

$$\Delta P_\mu = P_{max} * [1 - e^{-(\mu * \alpha + K * x)}]$$

- ΔP_{sl} : Corresponde a las pérdidas de fuerza, por penetración de cuñas, en la sección de estudio indicado en el artículo 5.10.5.3.

$$\Delta P_{sl} = 2 * P_{max} * (\mu * \alpha_m + K) * (c - x)$$

- ΔP_{el} : Corresponden a las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón, en la sección de estudio indicado en el artículo 5.10.5.1.

$$\Delta P_{el} = A_p * E_p * \Sigma \left[\frac{j * \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

c) Pérdidas diferidas

En el artículo 5.10.6 del Eurocódigo 2 se recoge el procedimiento de cálculo para para las pérdidas por fluencia y retracción del hormigón, en esta ocasión el Eurocódigo recoge en un único procedimiento la interacción entre todas y cada una de las distintas pérdidas por efectos reológicos.

Las pérdidas diferidas se pueden calcular a partir de las dos reducciones de tensión siguientes:

- debidas a la reducción por alargamiento, causada por la deformación del hormigón debida a la fluencia y a la retracción, bajo cargas permanentes;
- la reducción de tensión en el acero debida a la relajación bajo tensión.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\Delta P_s + \Delta P_c + \Delta P_r}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0,8 * \Delta \sigma_{pr} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}}\right) * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

Tal y como puede observarse en esta ocasión, el Eurocódigo 2 tiene en cuenta la interacción entre las distintas pérdidas de pretensado, por lo que la formula se vuelve más compleja y una mayor interacción entre los distintos parámetros.

La obtención de todos los parámetros recogidas en las distintas fórmulas se encuentra desarrolladas y explicadas en el Anejo IV “Evolución y descripción de normativas” en el cual se enumeran y se procede a la realización de los cálculos de los parámetros necesarios para el cálculo relacionadas con las pérdidas instantáneas y diferidas.

5.3. AASHTO 2020

La normativa en cuestión se trata de la normativa de aplicación en EE. UU. y la que es de referencia para el cálculo de las pérdidas de pretensado, es interesante comentar esta normativa puesto que como se comentó al inicio del trabajo la mayoría de los puentes en las zonas más desarrolladas como son Estado Unidos de America y Europa presentan un gran número de puentes pretensados puestos en servicio en la década de 80.

a) Pérdidas totales

Como sucede en las normativas comentadas con anterioridad el procedimiento para obtener las pérdidas de pretensado totales con respecto a la inicial sigue la misma metodología:

$$P_k = P_o - \Delta P_i - \Delta P_{dif}$$

Siendo:

- P_o : Fuerza de pretensado inicial.
- ΔP_i : Pérdidas de fuerza instantánea.
- ΔP_{dif} : Pérdidas de fuerza por efectos diferidos del hormigón.

b) Pérdidas instantáneas

Las perdidas instantáneas de fuerza vienen definidas en el artículo 5.9.3.2 de la normativa AASTHO 2020 y son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas; dependen de las características del elemento estructural en estudio. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_i = \Delta P_{pF} + \Delta P_{pA} + \Delta P_{pES}$$

Donde:

- ΔP_{pF} : Corresponden a las pérdidas de fuerza por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado, hasta la sección de estudio contemplado en el artículo 5.9.3.2.1.

$$\Delta P_{pF} = P_{max} * [1 - e^{-(\mu * \alpha + K * x)}]$$

- ΔP_{pA} : Corresponde a las pérdidas de fuerza, por penetración de cuñas, en la sección de estudio contemplado en el artículo 5.9.3.2.1.

$$\Delta P_{pA} = 2 * P_{max} * (\mu * \alpha_m + K) * (c - x)$$

- ΔP_{pES} : Corresponden a las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón donde se indica el procedimiento completo en el artículo 5.9.3.2.3b.

$$\Delta P_{pES} = \frac{N - 1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp}$$

c) Pérdidas diferidas

En el artículo 5.9.3.4.2 se describe como las pérdidas totales diferidas, a las pérdidas que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben, esencialmente, al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia, y a la relajación del acero de tales armaduras.

Su expresión es:

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{pSR} + \Delta P_{pCR} + \Delta P_{pR1}$$

Donde

- ΔP_{pSR} : pérdidas debidas a la retracción del hormigón, definido en el artículo 5.9.3.4.2a.

$$\Delta P_{pSR} = \varepsilon_{cid} * E_p * K_{id}$$

- ΔP_{pCR} : pérdidas debido a la fluencia del hormigón, definido en el artículo 5.9.3.4.2b.

$$\Delta P_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} * \psi(t_d, t_i) * K_{id} * f_{cgp}$$

- ΔP_{pR1} : pérdidas debido a la relajación del acero donde puede observarse el procedimiento de cálculo en el artículo 5.9.3.4.2c.

$$\Delta P_{R1} = \left[\frac{f_{pt}}{K'_L} * \frac{\log(t)}{\log(t_i)} * \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right) \right] * \left[1 - 3 * \frac{\Delta P_{sr} - \Delta P_{cr}}{f_{pt}} \right] * K_{id}$$

La obtención de todos los parámetros recogidas en las distintas fórmulas se encuentra desarrolladas y explicadas en el Anejo IV “Evolución y descripción de normativas” en el cual se enumeran y se procede a la realización de los cálculos de los parámetros necesarios para el cálculo relacionadas con las pérdidas instantáneas y diferidas.

Al analizar los datos recopilados, se ha observado que los procedimientos de cálculo de las pérdidas instantáneas son muy similares entre las normativas, mientras que hay diferencias más significativas en las pérdidas diferidas.

Estas diferencias se deben, en parte, al año de publicación de cada normativa. Por ejemplo, la EP77 no tiene en cuenta la interacción de todas las pérdidas en su conjunto, como sí se hace en el EC2. Sin embargo, la EP77 sí considera la influencia de las pérdidas por retracción y fluencia en el cálculo de las pérdidas por relajación de las armaduras activas.

En cuanto a la normativa AASTHO, se utiliza la misma metodología que las otras dos normativas para calcular las pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas, pero se produce una simplificación en el cálculo de las pérdidas por acortamiento elástico, lo que puede dar lugar a sobreestimaciones y afectar la seguridad del cálculo. También hay una ligera diferencia en la metodología de las pérdidas diferidas. A continuación, se procede a presentar los cálculos y los resultados obtenidos a partir del cálculo realizado con cada una de las normativas.

6. Análisis de pérdidas de pretensado

En este apartado se procede a presentar los cálculos realizados en cada uno de los distintos casos, por tendón para la viga más solicitada del tablero del puente. Tal y como se ha podido comprobar anteriormente, las pérdidas instantáneas que se producen tanto por rozamiento como por penetración de cuñas son idénticas en cada una de las distintas normativas, por lo que se muestran por tendón las pérdidas obtenidas por tendón. En el presente apartado únicamente se proceden a presentar los resultados obtenidos de cada una de las distintas normativas, ya que estas se pueden encontrar perfectamente detallada en el Anejo V “Cálculo normativo”.

6.1. Pérdidas instantáneas

a) Pérdidas por rozamiento

Los datos de partida para los cálculos de las pérdidas por rozamiento son los mostrados a continuación:

- $P_0 = 1675 \text{ kN}$
- $\mu = 0.21$
- $K = 0.00126$

Se deduce que para cada tendón la expresión queda de la siguiente manera:

$$\Delta P_\mu = 1675 * (1 - e^{-0.21*\alpha - 0.00126*x})$$

Puesto que la única incógnita es el ángulo de giro por tendón, por lo que a partir del trazado de cada uno se ha obtenido lo siguiente:

TENDÓN 1	TENDÓN 2	TENDÓN 3	TENDÓN 4	TENDÓN 5
0.0151	0.0118	0.0130	0.0124	0.0330

Tabla. 10. Valores del ángulo de giro en cada tendón. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se presenta las gráficas obtenidas para cada uno de los tendones con respecto a las pérdidas de pretensado por rozamiento en cada una de ellas.

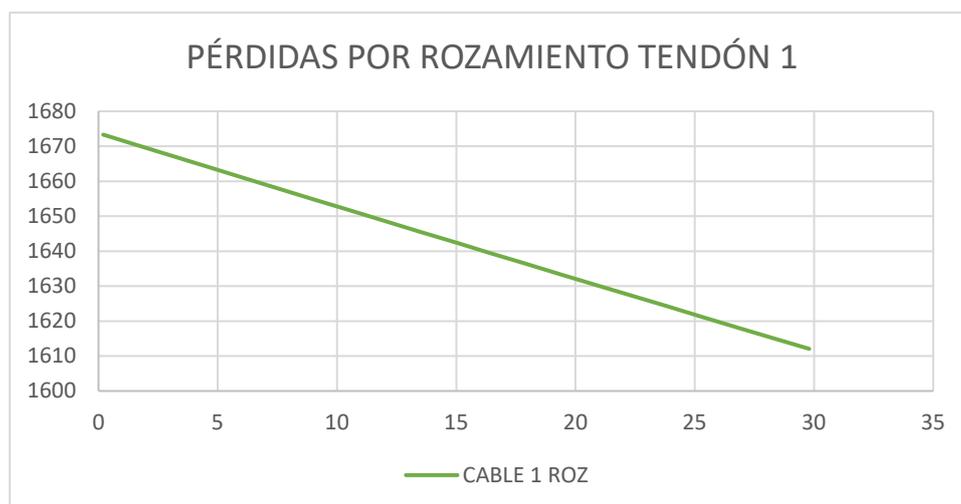


Gráfico. 1. Pérdidas por rozamiento tendón 1. (Fuente: Elaboración propia)

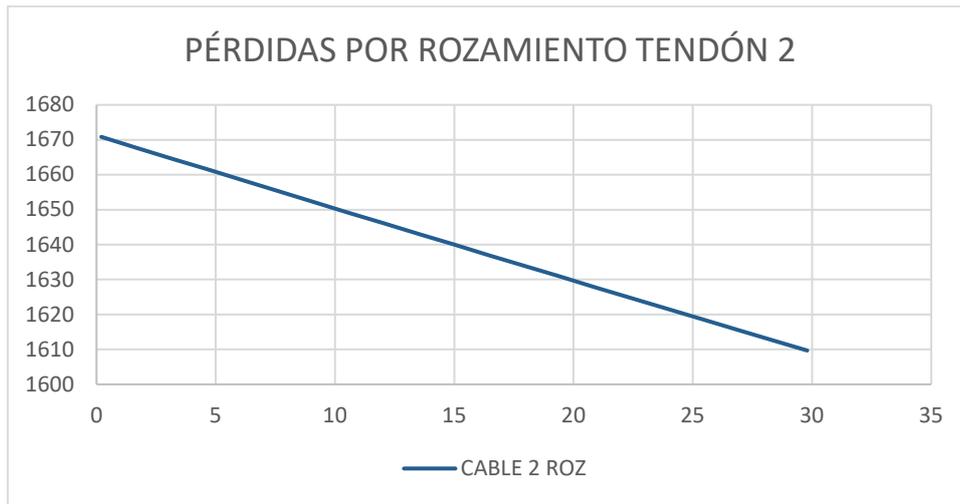


Gráfico. 2. Pérdidas por rozamiento tendón 2. (Fuente: Elaboración propia)

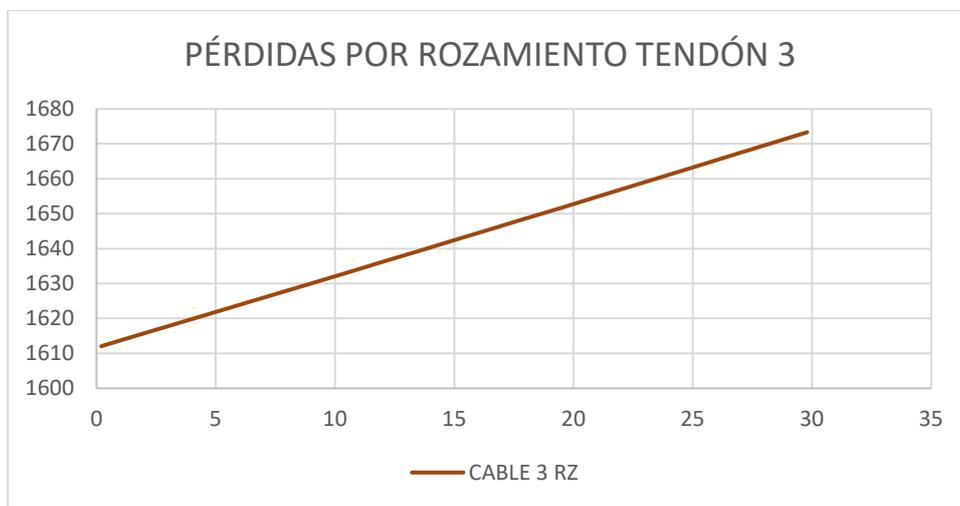


Gráfico. 3. Pérdidas por rozamiento tendón 3. (Fuente: Elaboración propia)

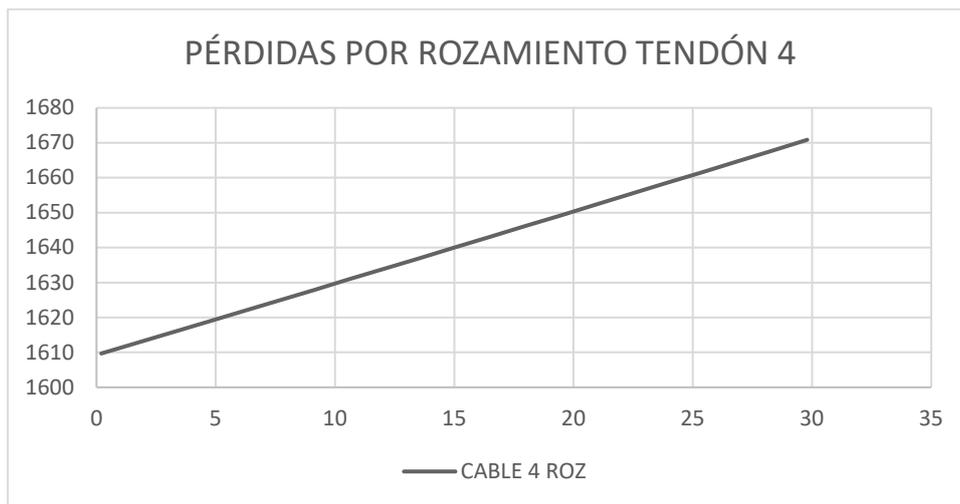


Gráfico. 4. Pérdidas por rozamiento tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)

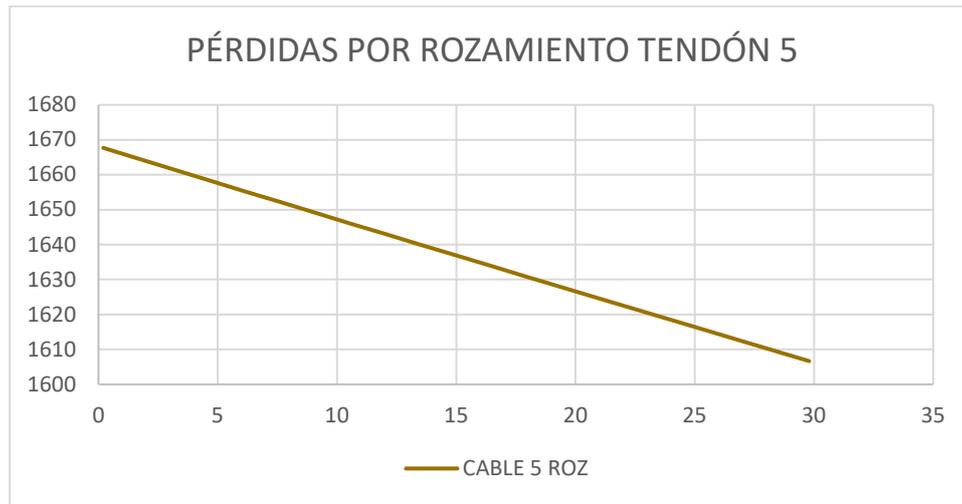


Gráfico. 5. Pérdidas por rozamiento tendón 5. (Fuente: Elaboración propia)

b) Pérdidas por penetración de cuñas

Todos los tendones a partir de la siguiente comprobación se verifican que cumplen con la denominación de tendón corto, por lo que en la siguiente tabla se muestran los parámetros adoptados para proceder al cálculo de penetración de cuñas:

	TENDÓN 1	TENDÓN 2	TENDÓN 3	TENDÓN 4	TENDÓN 5
αm	0.0151	0.0118	0.0130	0.0124	0.0330
c	11.00	12.00	11.60	11.80	8.10
TENDÓN	CORTO	CORTO	CORTO	CORTO	CORTO

Tabla. 11. Tabla con los parámetros de cada tendón relacionados con las pérdidas por penetración de cuñas. (Fuente: Elaboración propia)

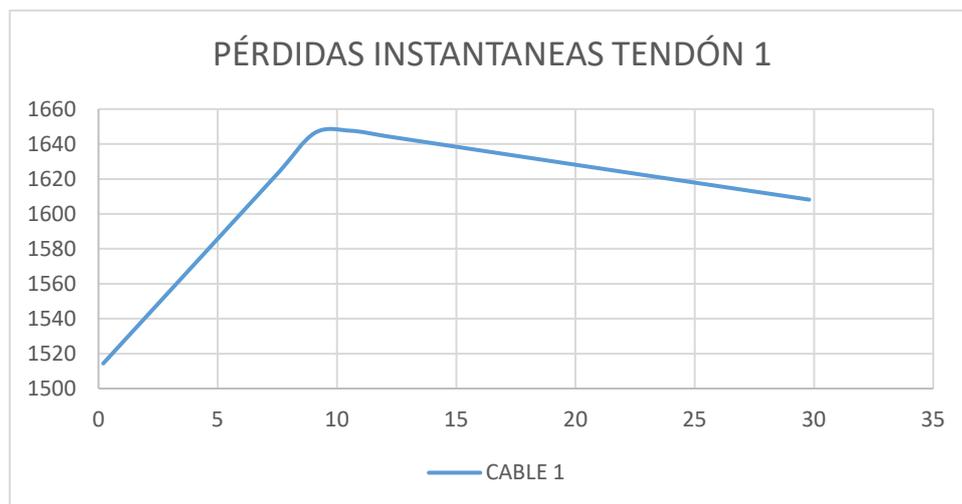


Gráfico. 6. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 1. (Fuente: Elaboración propia)

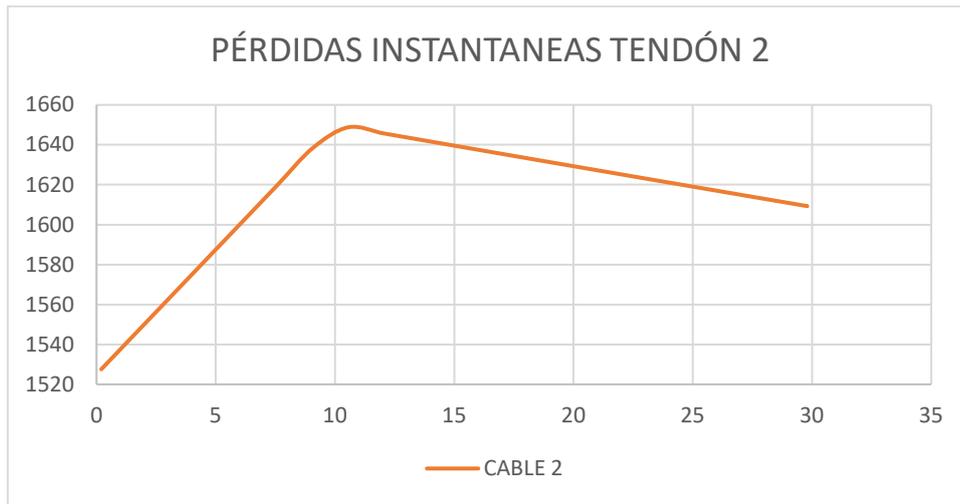


Gráfico. 7. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 2. (Fuente: Elaboración propia)

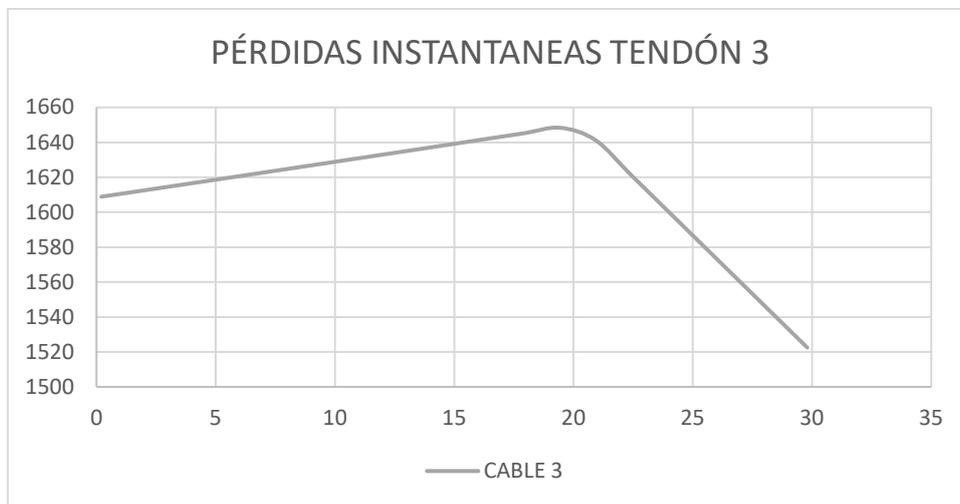


Gráfico. 8. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 3. (Fuente: Elaboración propia)

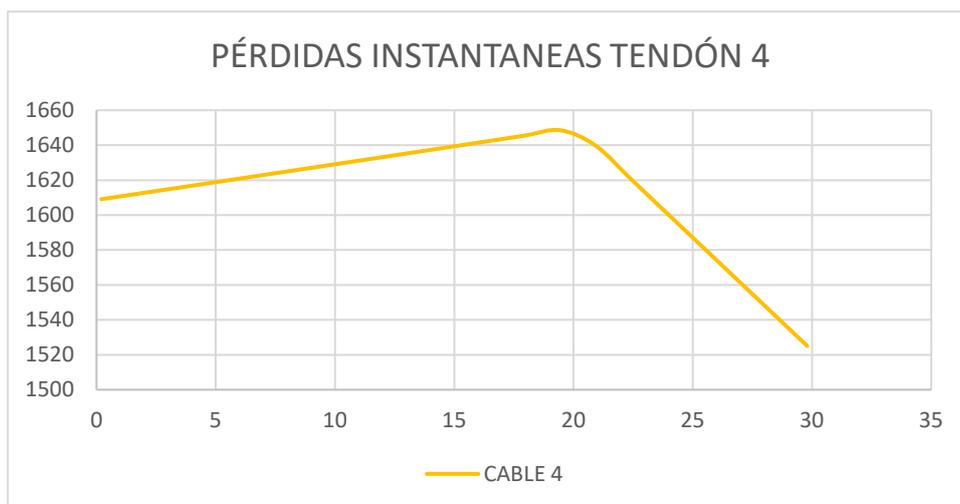


Gráfico. 9. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)

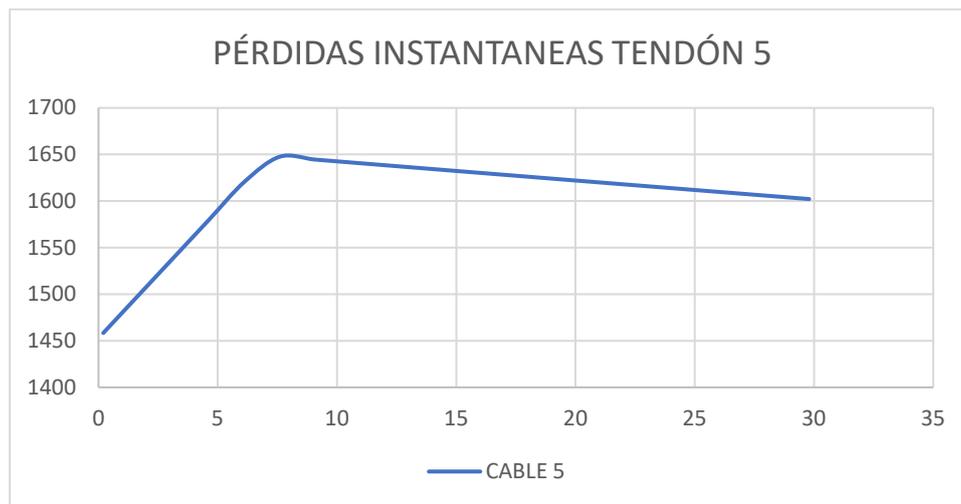


Gráfico. 10. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas tendón 5. (Fuente: Elaboración propia)

c) Pérdidas por acortamiento elástico

Para poder obtener las pérdidas que se producen por el efecto del acortamiento elástico del hormigón, es necesario describir la secuencia de tesado para saber que tendones son los que van a estar afectados.

El procedimiento a seguir para realizar la secuencia de tesado y poder calcular las pérdidas por acortamiento elástico es el siguiente:

- 1- Tesado e inyección de lechada del tendón 1.
- 2- Tesado e inyección de lechada del tendón 2.
- 3- Tesado e inyección de lechada del tendón 3.
- 4- Tesado e inyección de lechada del tendón 4.
- 5- Tesado e inyección de lechada del tendón 5.

Por lo tanto, los tendones del 1 al 4 presentarán una pérdida de tesado por acortamiento elástico del hormigón debido a las operaciones que se realizan posteriormente siendo el tendón 1 el que más pérdidas por acortamiento elástico tendrá y el 4 tendrá una pérdida mucho menos debido a que solo será afectado por el acortamiento producido por el tendón 5.

En el Anejo V “Cálculo normativo” se puede comprobar cómo se han obtenido los gráficos que se van a mostrar a continuación:

i) EP-77.

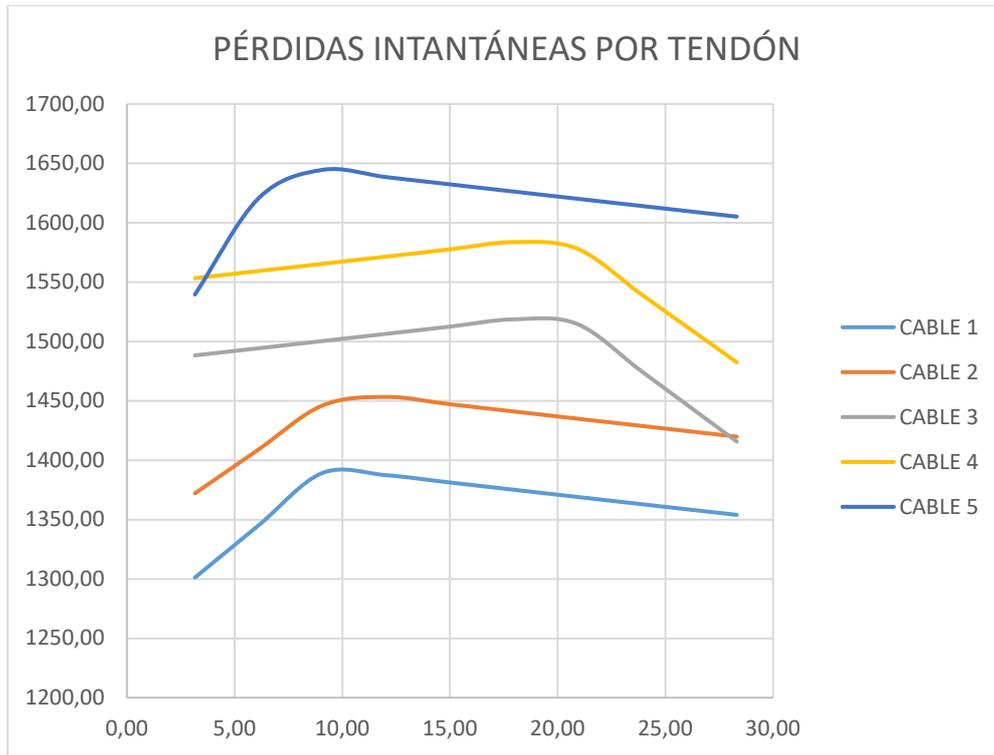


Gráfico. 11. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los tendones EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

ii) EC2

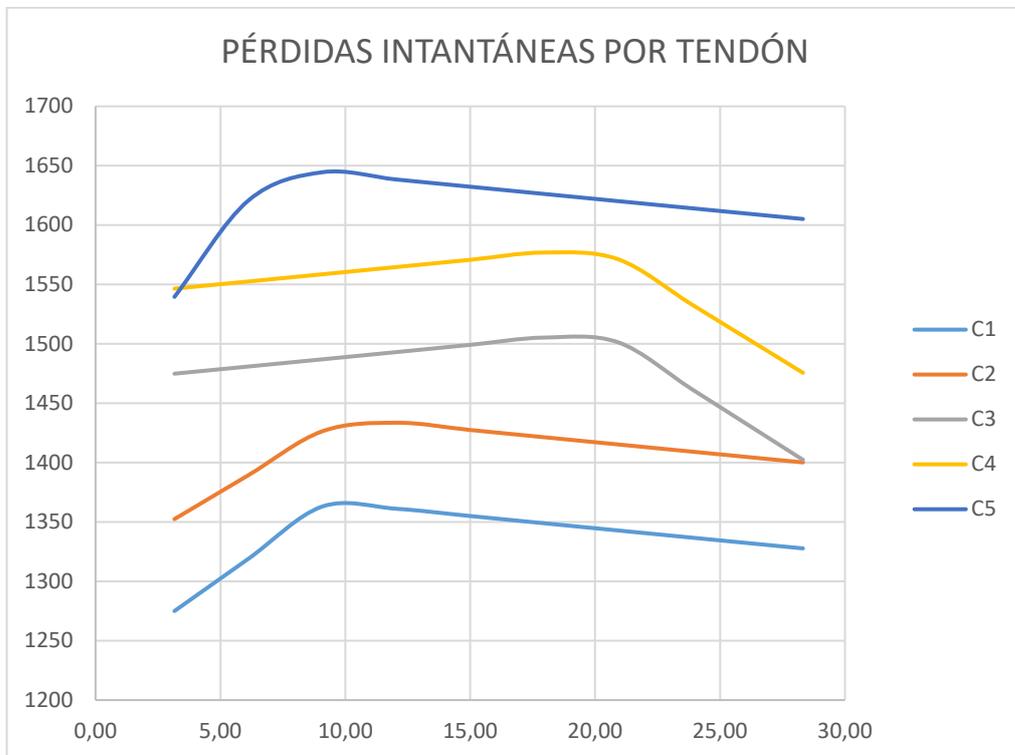


Gráfico. 12. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los tendones EC2. (Fuente: Elaboración propia)

iii) AASTHO

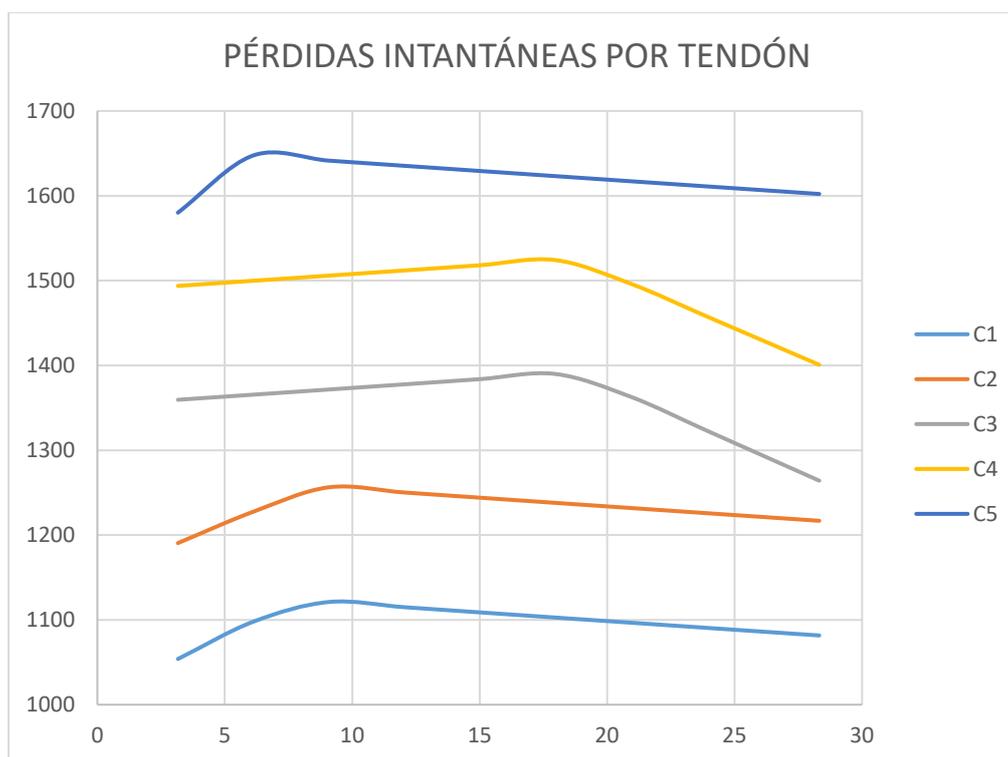


Gráfico. 13. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los tendones AASTHO. (Fuente: Elaboración propia)

Con todo lo mostrado anteriormente se ha podido comprobar como quedan las pérdidas instantáneas antes de tener en cuenta las pérdidas diferidas para estimar en qué situación se encuentra la fuerza de pretensado en la edad actual del puente.

6.2. Pérdidas diferidas

En este apartado se muestran únicamente las pérdidas diferidas totales por cada una de las normativas que se han comentado en este trabajo, incluyendo en los gráficos que se muestran a continuación para cada tendón, el pretensado inicial, las pérdidas instantáneas y las pérdidas diferidas para en posteriores apartados proceder a realizar una comparación de los distintos resultados obtenidos para cada una de las normativas. Todos los cálculos relacionados con las pérdidas diferidas están completamente explicados y desarrollados en el Anejo V “Cálculo normativo”.

a) EP-77

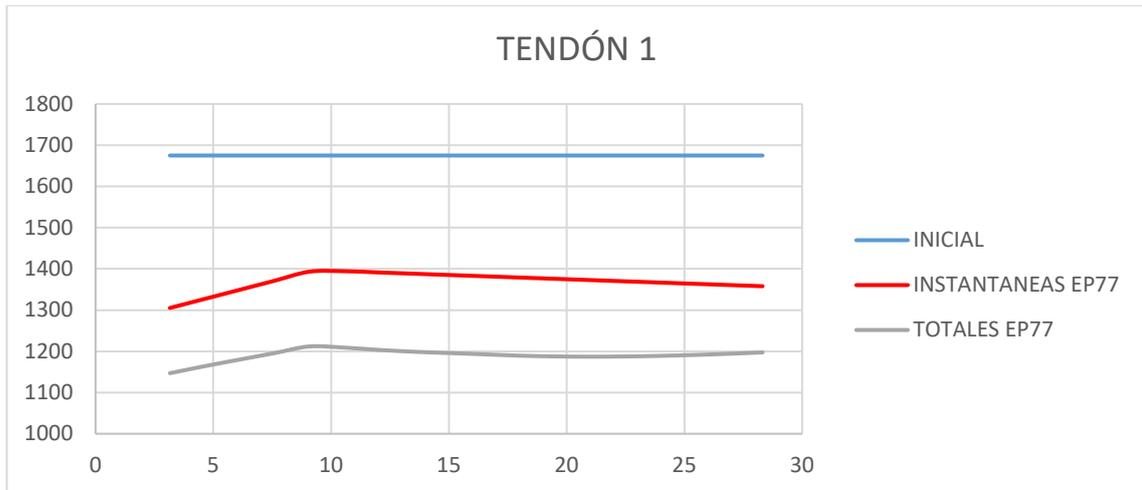


Gráfico. 14. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 1. (Fuente: Elaboración propia)

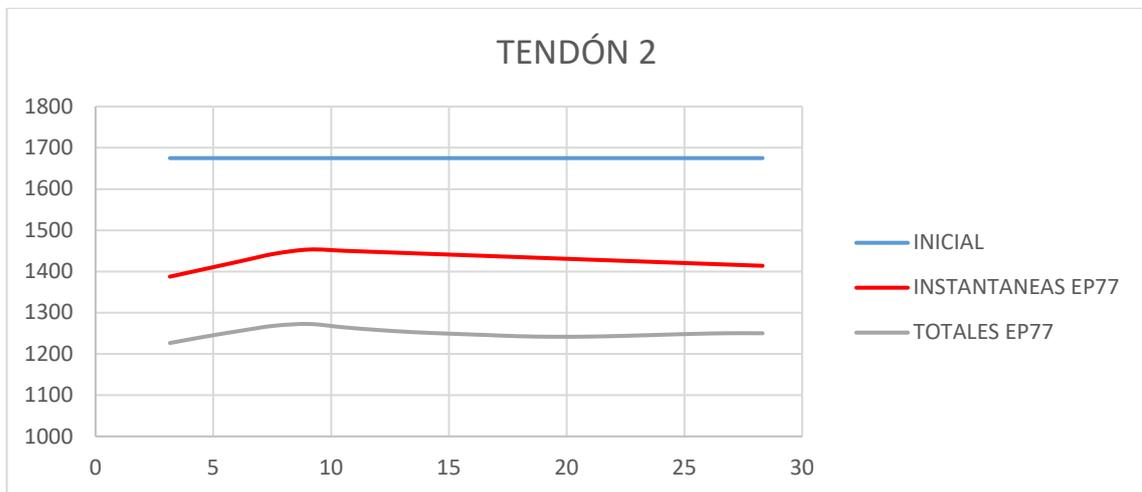


Gráfico. 15. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 2. (Fuente: Elaboración propia)

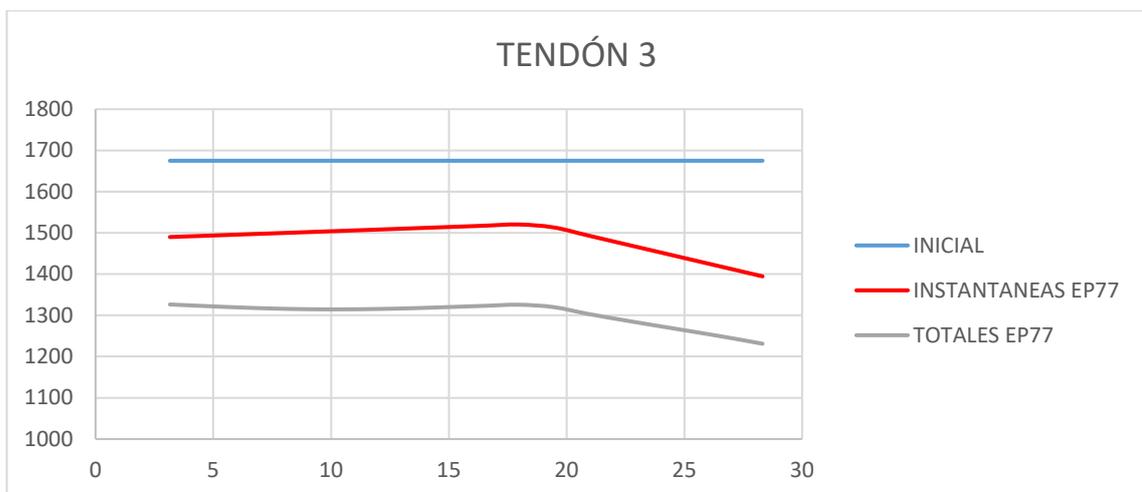


Gráfico. 16. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 3. (Fuente: Elaboración propia)

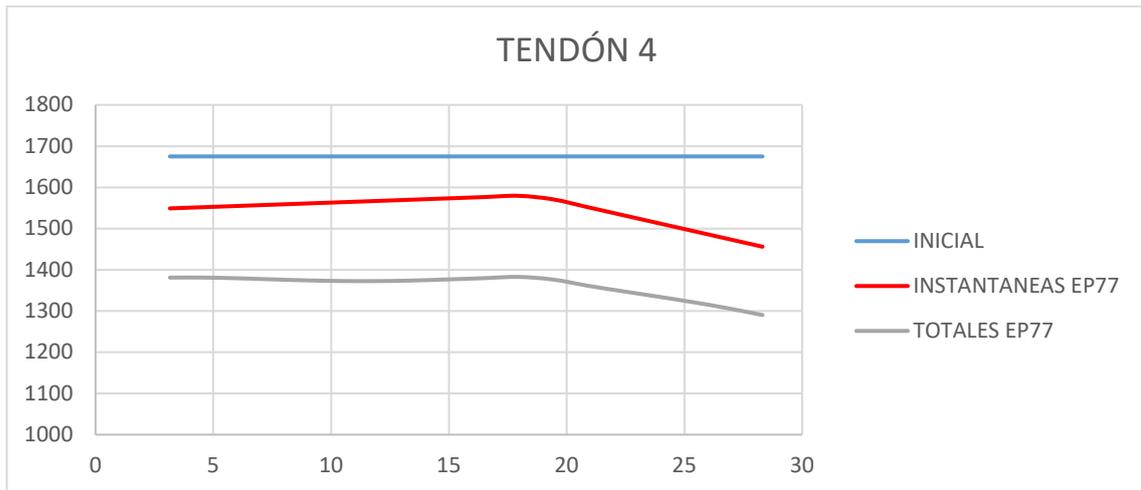


Gráfico. 17. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)

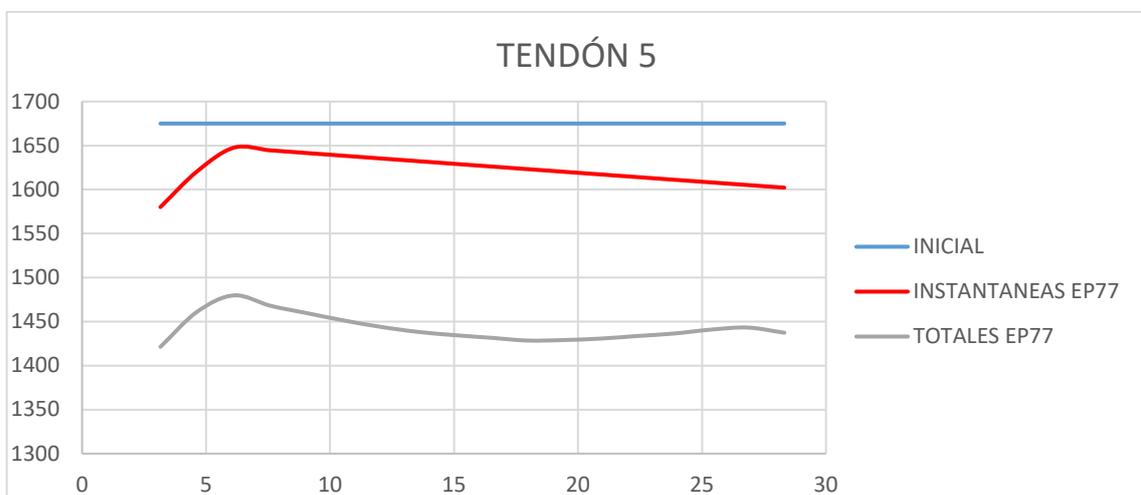


Gráfico. 18. Recopilación de pérdidas EP-77 para el tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)

b) EC2

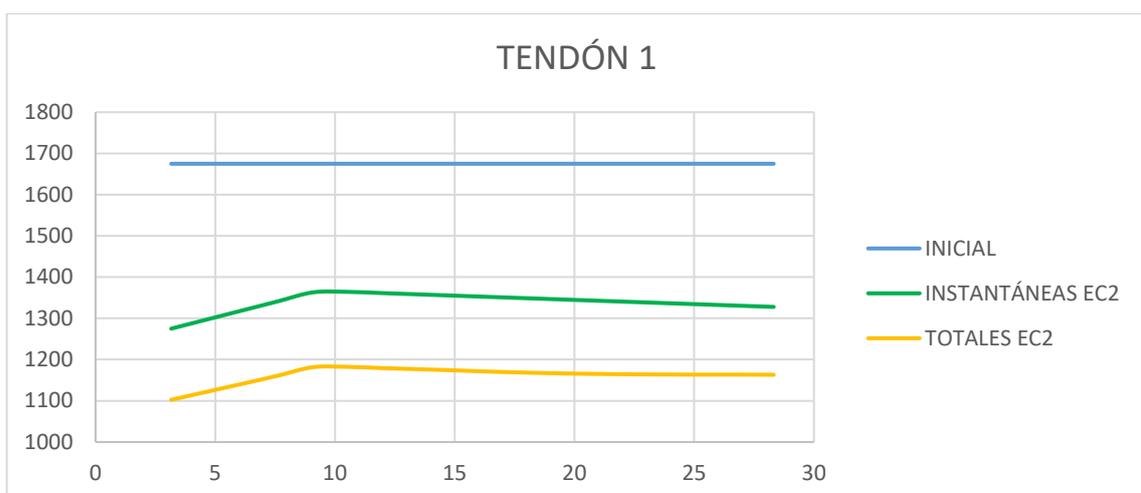


Gráfico. 19. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 1. (Fuente: Elaboración propia)

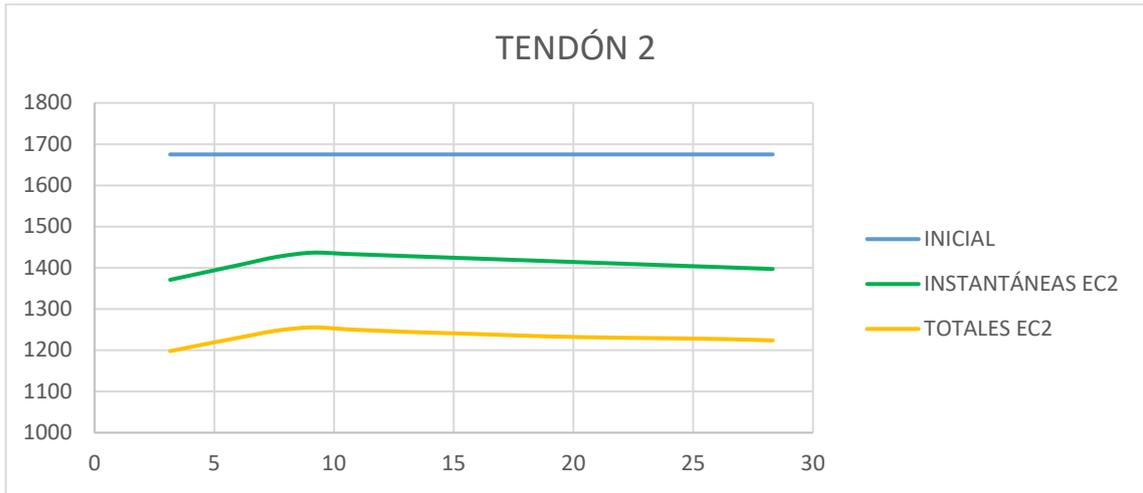


Gráfico. 20. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 2. (Fuente: Elaboración propia)

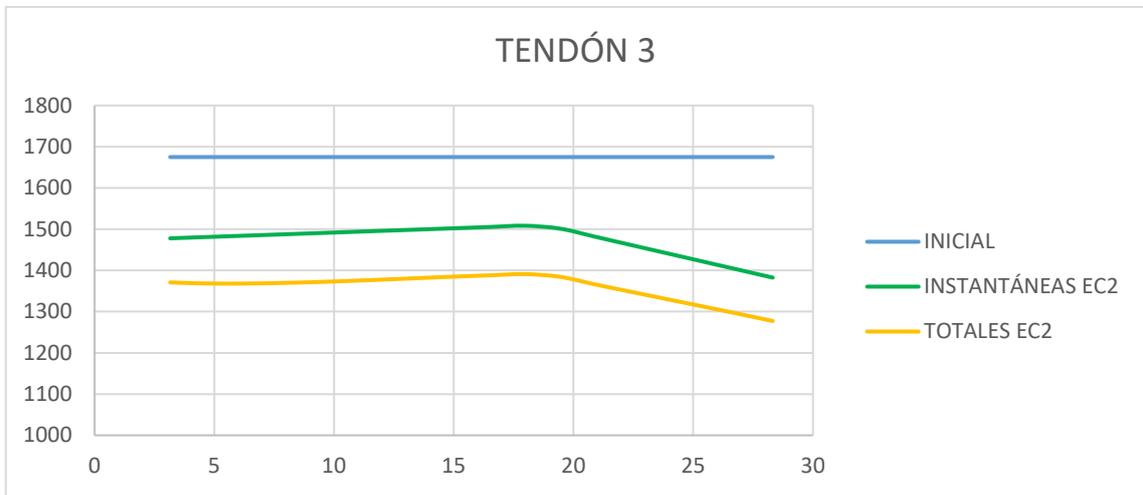


Gráfico. 21. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 3. (Fuente: Elaboración propia)

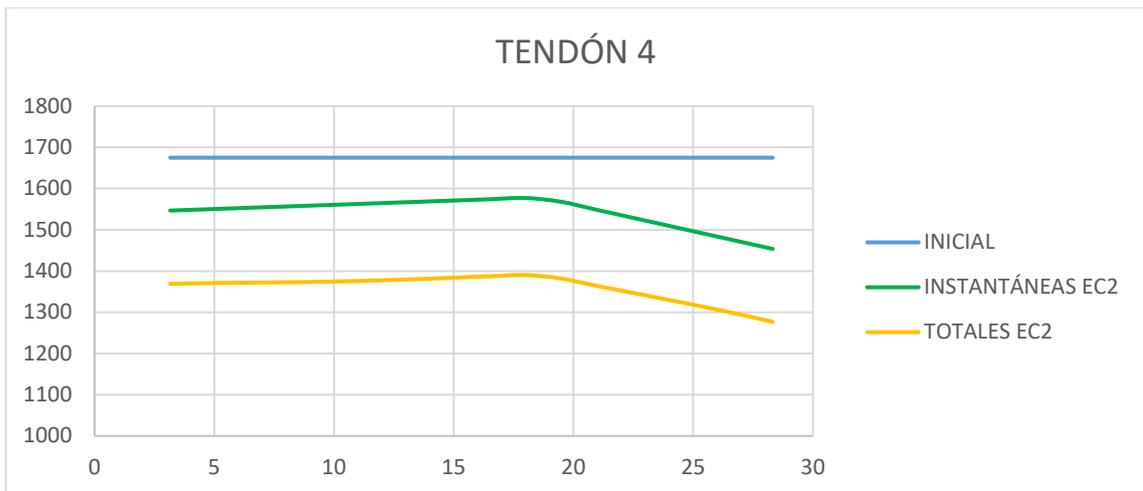


Gráfico. 22. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)

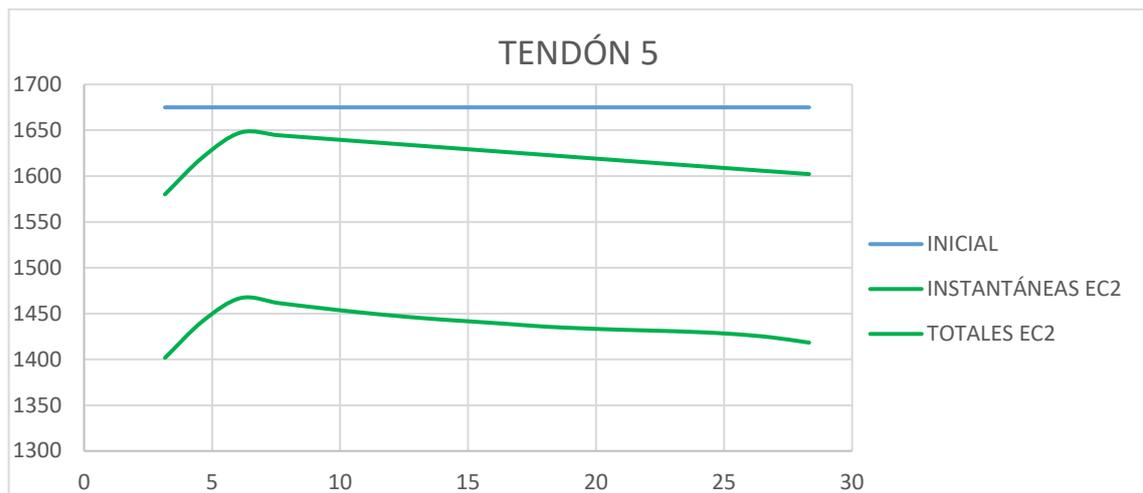


Gráfico. 23. Recopilación de pérdidas EC2 para el tendón 5. (Fuente: Elaboración propia)

c) AASTHO 2020

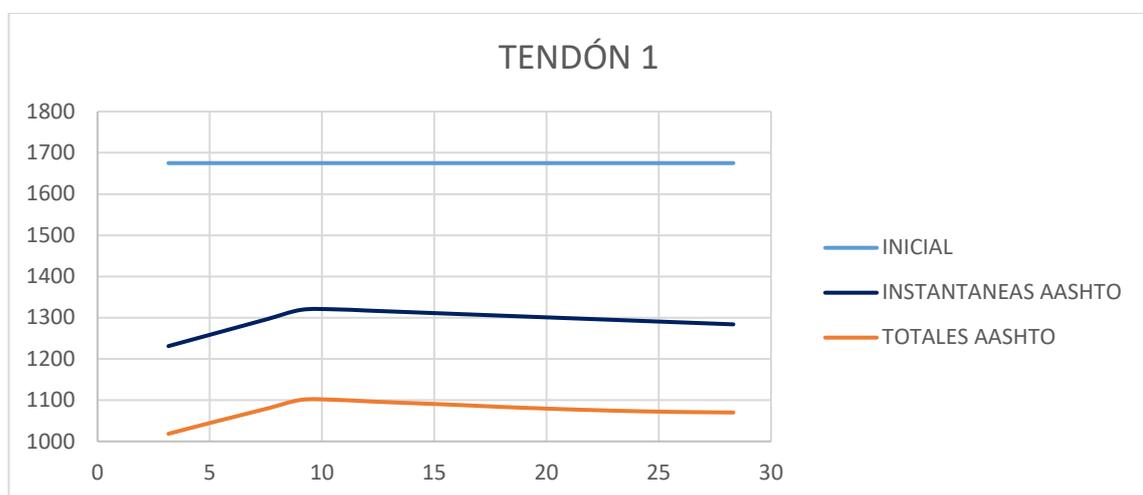


Gráfico. 24. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 1. (Fuente: Elaboración propia)

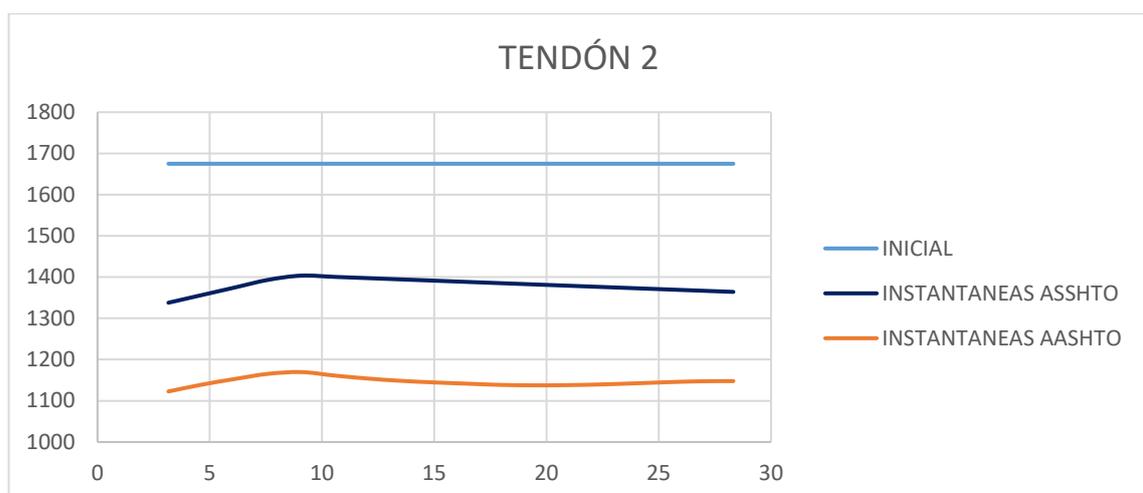


Gráfico. 25. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 2. (Fuente: Elaboración propia)

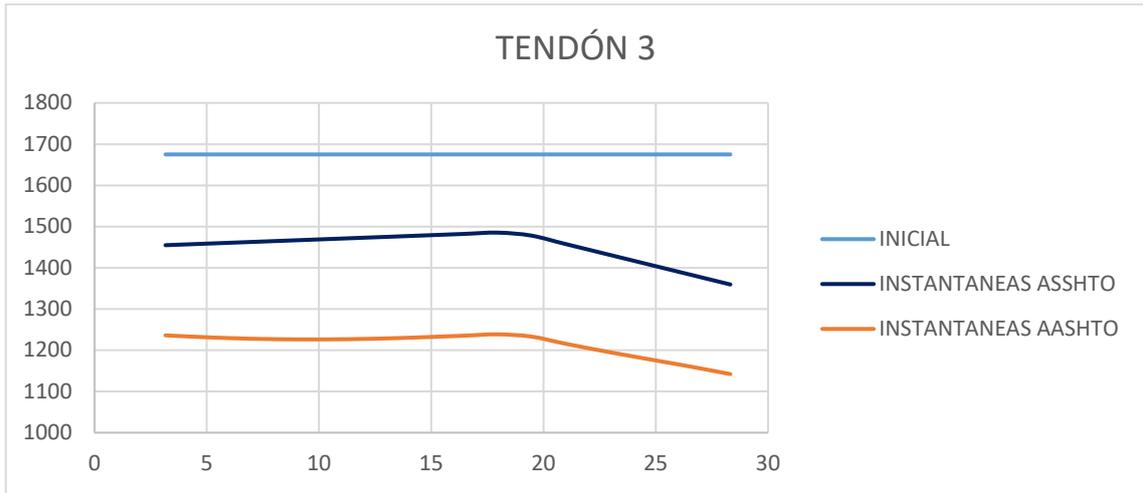


Gráfico. 26. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 3. (Fuente: Elaboración propia)

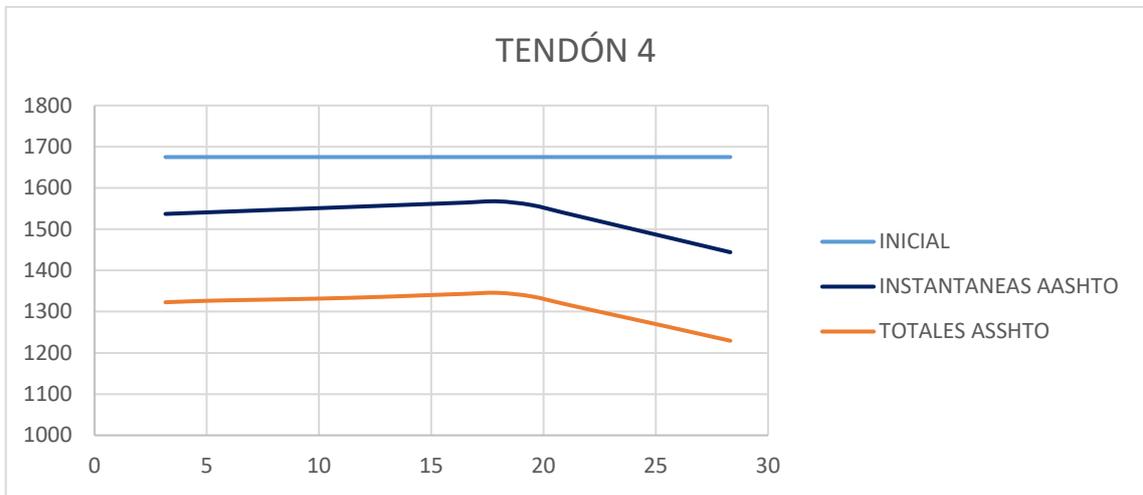


Gráfico. 27. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 4. (Fuente: Elaboración propia)

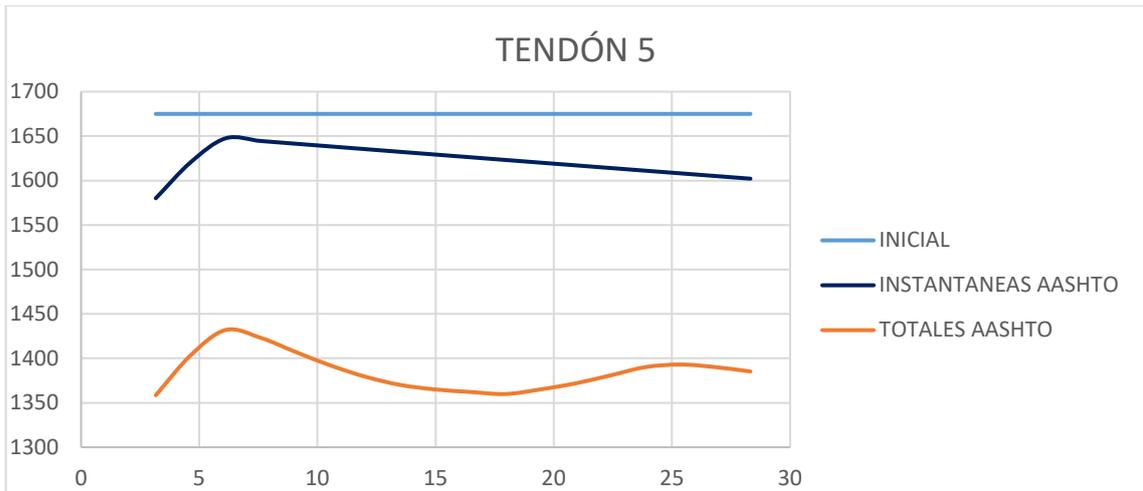


Gráfico. 28. Recopilación de pérdidas AASTHO para el tendón 5. (Fuente: Elaboración propia)

6.3. Verificación de las tensiones bajo cargas permanentes

Una vez obtenidas las pérdidas de pretensado que se producen en cada tendón, conociendo la altura de cada tendón y el pretensado en cada tendón se puede obtener para el estado límite de servicio si se cumple que no existe fisuración en la pieza.

Para ello se procede a mostrar el procedimiento para la sección no fisurada siendo la inercia la correspondiente a la inercia homogenizada y el área también, por ello aplicamos el cálculo de tensiones:

$$\sigma = \frac{P}{A_h} + \frac{P * e}{I_h} * v_2 + M * \frac{v_2}{I_h}$$

Por lo tanto, para cada normativa se aplica esta formulación y se obtiene en cada punto un valor de tensión para cada sección x tanto en la fibra superior como en la fibra inferior de:

a) EP-77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
P	6532	6644	6642	6598	6581	6574	6529	6486	6445	6411
Ah	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Ih	1.06	1.08	1.10	1.12	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.07
Mg	2070	3567	4637	5278	5492	5278	4637	3567	2070	1161
Pe	-430	-2429	-3867	-4666	-4892	-4645	-3784	-2337	-314	899
v2	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86
v1	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24
σ_{v1}	6.33	6.88	7.19	7.27	7.26	7.22	6.99	6.62	6.14	5.86
σ_{v2}	9.57	9.10	8.65	8.41	8.37	8.41	8.61	9.02	9.60	9.89

Tabla. 12. Verificación de tensiones para EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

En la tabla anterior, se observa como efectivamente tras considerar las pérdidas de pretensado diferidas, bajo la situación de cargas permanentes no se produce en ningún momento descompresión en la fibra menos comprimida. En cuanto a la fibra más comprimida, se observa como la fibra más comprimida tiene suficiente margen hasta la resistencia máxima de compresión, además se tiene un margen suficiente para poder soportar las sobrecargas de uso y las cargas debido al tráfico.

b) EC2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
P	6585	6732	6808	6812	6814	6809	6739	6649	6552	6499
Ah	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Ih	1.06	1.08	1.10	1.12	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.07
Mg	2070	3567	4637	5278	5492	5278	4637	3567	2070	1161
Pe	-448	-2469	-3969	-4821	-5069	-4818	-3918	-2416	-352	880
v2	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86
v1	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24
σ_{v1}	6.41	7.01	7.46	7.64	7.67	7.63	7.34	6.87	6.29	5.98
σ_{v2}	9.61	9.16	8.73	8.49	8.45	8.49	8.71	9.12	9.68	9.97

Tabla. 13. Verificación de tensiones para EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

En esta ocasión aplicando al igual que sucede para la normativa EP77 se cumple que en ningún momento bajo cargas permanentes se produce descompresión en ninguna de las secciones calculadas, lo mismo sucede para las tensiones máximas de compresión que quedan lo suficientemente alejadas de la tensión de compresión. Realizando una comparación con la normativa EP77 se observa una ligera reducción del margen para soportar cargas, todo esto es debido a que al considerar una mayor pérdidas de pretensado las tensiones de compresión en la viga se reducen de manera considerable.

c) AASTHO 2020

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
P	5573	5716	5749	5707	5688	5681	5638	5590	5528	5489
Ah	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Ih	1.06	1.08	1.10	1.12	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.07
Mg	2070	3567	4637	5278	5492	5278	4637	3567	2070	1161
Pe	-226	-1993	-3298	-4012	-4212	-3984	-3196	-1871	-33	1066
v2	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86
v1	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24
σ_{v1}	5.04	5.44	5.69	5.72	5.69	5.67	5.48	5.19	4.83	4.65
σ_{v2}	8.68	8.52	8.25	8.09	8.07	8.09	8.23	8.51	8.85	9.00

Tabla. 14. Verificación de tensiones para AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

Realizando los cálculos con la normativa aplicable en EE. UU., se observa cómo efectivamente también se cumple la no descompresión del hormigón en ningún momento, así como no se alcanza el 60% de la tensión de compresión (21 MPa).

En cuanto a las pérdidas diferidas, el procedimiento empleado ha sido totalmente distinto en cada una de ellas. Al ser la EP77 una normativa antigua, los parámetros del comportamiento reológico de los materiales se interpretaban y se calculaban de una manera menos exacta, probablemente debido a la falta de investigación y la falta de experiencia adquirida a lo largo de los años.

Es importante destacar que, pese a que las distintas normativas sugieren cálculos con matices diferentes, todas ellas cumplen con las tensiones admisibles (no descompresión y no superar el 60% de la resistencia a compresión), dejando además un resguardo importante para poder hacer frente a sollicitaciones más importantes que puedan darse durante la vida útil del puente. Esto se logra manteniendo el hormigón lejos de la descompresión y asegurando un cierto resguardo para la no alcanzar el 60% de la resistencia a compresión

7. Modelo de Elementos Finitos

Con la finalidad de poder tener una aproximación mejor de lo que realmente sucede en la viga en cuestión a analizar, se ha elaborado una modelización por elementos finitos de la viga en cuestión, el modelo se ha realizado mediante el software comercial SAP2000, en cual se puede elaborar y modelar el comportamiento de la viga de hormigón juntos con los tendones de pretensado.

Para ello el modelo se ha basado en los mismos parámetros que los empleados por la normativa de aplicación en Europa, es decir, el Eurocódigo 2.

7.1. Materiales

En cuanto a los materiales empleados, se ha escogido un hormigón C35/45 con la introducción manual de las propiedades reológicas del material tal y como se han obtenido mediante el cálculo manual. Por otro lado, el acero, se ha introducido como tipo *tendon* cuyo módulo de elasticidad es de 190000 MPa. Todo esto se encuentra más detallado en el Anejo VII “Análisis por elementos finitos”.

7.2. Definición geométrica de la estructura

Los datos de la sección de la viga han sido introducidos a partir de la función *section designer* siguiendo las características nombradas en la definición geométrica de la estructura.

En cuanto a trazado de los tendones, se han introducido uno a uno siguiendo las coordenadas proporcionadas en el diseño de la viga, implementándose directamente en el hormigón.

7.3. Acciones sobre la estructura

Se recopilaron las acciones que afectan al tablero del proyecto inicial para definir las diferentes acciones. Se decidió no incluir la acción del peso propio de la vida generada automáticamente por el programa en el modelo.

Las acciones consideradas en la definición de los patrones de carga son las siguientes:

- Peso propio de la viga: Se tiene en cuenta el peso propio de la viga objeto de estudio, obtenido a partir del área de la viga y de la densidad del hormigón (20,25 kN/m²).
- Pretensado: Se refiere a la acción que ejercen los tendones de pretensado sobre la estructura, definida como el tipo Prestress (1675 kN).
- Peso propio de la losa: Se calcula manualmente a partir de la sección de la losa que ejerce como base para la capa de rodadura y se atribuye a un ancho tributario por viga (9,6 kN/m²).
- Peso propio del pavimento: Se calcula manualmente a partir del espesor de la capa de rodadura, y al igual que para la losa, se atribuye a un ancho tributario por viga (3,4 kN/m²).
- Peso propio de la barrera: Se refiere a la acción que implica la colocación de la barrera que actúa como pretil en el puente (7,5 kN/m).
- Sobrecarga de uso: Se define en el proyecto como una sobrecarga a considerar con un total de 4 kN/m².
- Carga de vehículos: No se incluye la carga de los vehículos sobre el tablero, ya que no se modeliza el tablero completo y no se puede determinar qué parte de cada carga es atribuible a la viga.

7.4. Combinación de acciones

Como el objetivo final es el de conseguir observar el comportamiento de la viga a lo largo de la vida útil, la combinación de las distintas acciones se utiliza como casos de carga estáticos con la finalidad de poder obtener el comportamiento de cada una de ellas por separado, por lo tanto, se escoge dos combinaciones principales para los estados de carga actuantes:

- Cargas estáticas y lineales: en estas no se tiene en cuenta el proceso constructivo y únicamente se toma como referencia para poder evaluar si el modelo se comporta de una manera adecuada y las hipótesis son consistentes.
- *Staged Construction*: con esta combinación se quiere tener en cuenta distintas etapas que suceden durante la construcción y el comportamiento que tendría en la actualidad esta viga al pasar 40 años.

En la figura 19 se muestra el diagrama de árbol con cada etapa de carga para poder entender mejor como se ha procedido a la realización de este patrón de carga con la finalidad de poder tener en cuenta toda la vida útil de la estructura y cómo van a afectando las cargas aplicadas.

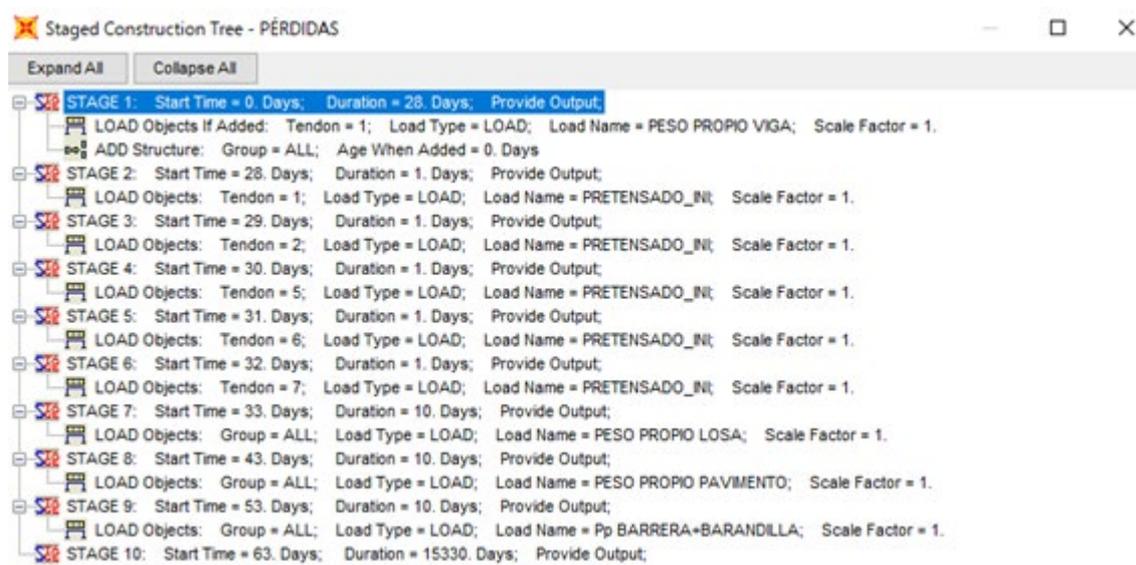


Figura. 19. Diagrama de árbol con cada etapa de carga. (Fuente: Modelo SAP2000)

7.5. Asignación de los parámetros para el cálculo de las pérdidas

En el programa SAP2000 existe la posibilidad de introducir parámetros que tengan en cuenta los distintos parámetros para poder obtener: pérdidas por rozamiento, pérdidas por penetración de cuñas y pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

Como en el proyecto inicial todos estos parámetros son proporcionados se procede a implementar estos parámetros con la finalidad de poder realizar un cálculo adecuado de las pérdidas.

7.6. Visualización del modelo

En este apartado se pretende mostrar las distintas visualizaciones de la viga a estudiar y el trazado de los tendones y como estos transcurren a lo largo de la viga.

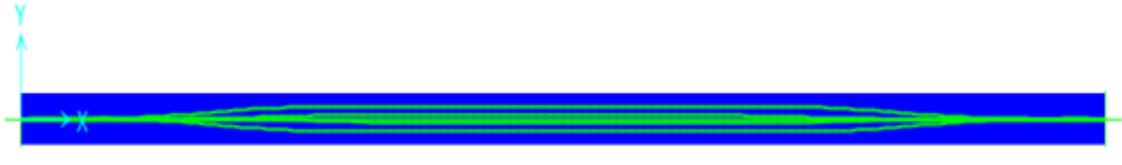


Figura. 20. Vista en planta de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)

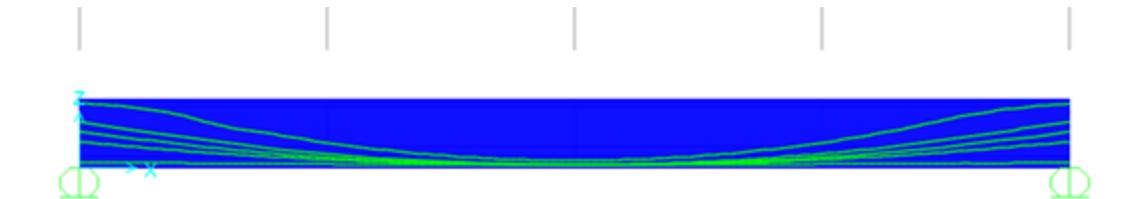


Figura. 21. Vista en alzado de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)

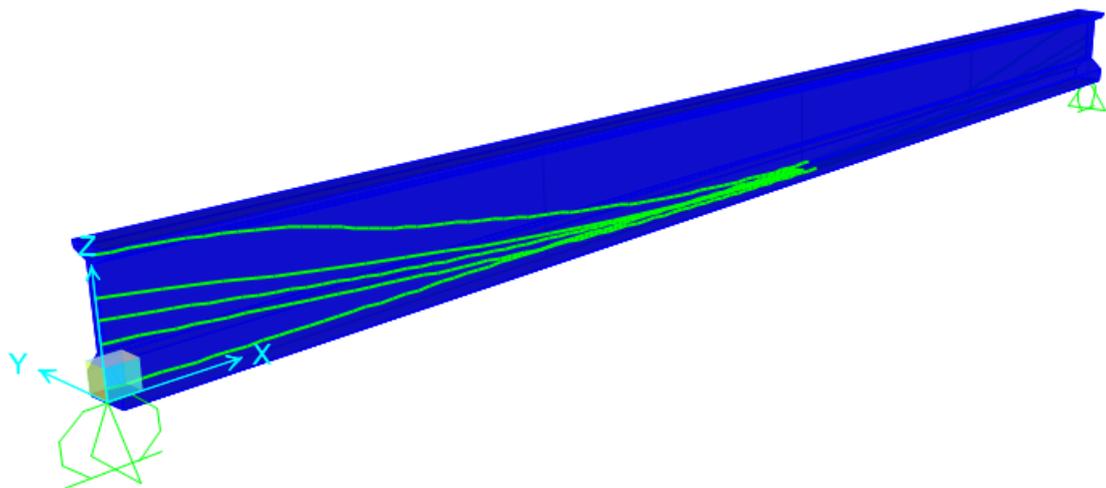


Figura. 22. Vista en 3d de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)

7.7. Resultados

Los resultados obtenidos a partir del modelo pueden visualizarse de una manera más extensa y explicada en el Anejo VI “Análisis por elementos finitos” con todos los pasos realizados, así como los resultados obtenidos para cada caso de carga. Es conveniente destacar para la verificación de cada caso de carga en un análisis lineal, se ha empleado estados de carga independiente por acciones con la finalidad de poder verificar que para cada caso de carga se verifica la estabilidad de la estructura.

A continuación, se muestran de manera resumida los resultados obtenidos para el caso de carga *Staged Construction* mediante el cual es posible analizar todas las fases y estados de carga en los que se encuentra la viga una vez colocada en obra y como afecta el estado de cada tendón a la estabilidad de la viga. Para ello se ha realizado un total de 12 etapas que se muestran a continuación:

- Etapa 1: Peso propio de la viga + pretensado de puesta en obra.
- Etapa 2: Tesado del tendón 1.
- Etapa 3: Tesado del tendón 2.
- Etapa 4: Tesado del tendón 3.
- Etapa 5: Tesado del tendón 4.
- Etapa 6: Tesado del tendón 5.
- Etapa 7: Peso propio de la losa.
- Etapa 8: Peso propio del pavimento.
- Etapa 9: Barrera semirrígida.
- Etapa 10: Sobrecarga de uso.
- Etapa 11: Estado de la estructura a los 15330 días (42 años).
- Etapa 12: Estado de la estructura a la edad de 100 años.

a) *Staged Construction* estado inicial de puesta en servicio

Para el estado de puesta en servicio en la situación de ELS cuasipermanente, el estado tensional que presenta la estructura para el estado de carga comentado anteriormente es el siguiente:

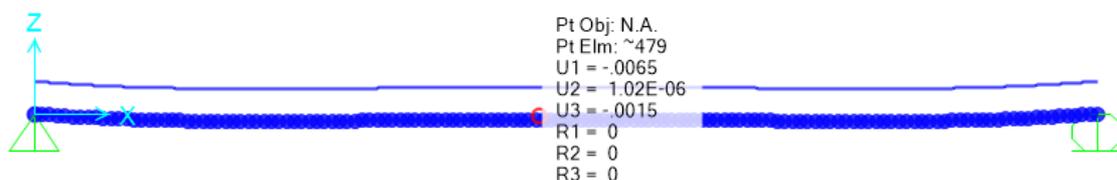


Figura. 23. Desplazamientos en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000)

Como se observa en la figura 23, el desplazamiento en la dirección de la flecha se observa cómo es únicamente 1,5 milímetros en el centro luz, lo que parece indicar que la flecha instantánea en el momento de aplicación de la carga cumple con los requisitos exigidos de deformación correspondiente a 25 milímetros, ya que es lo correspondiente a lo expuesto en la IAP-11 para puentes de carretera.

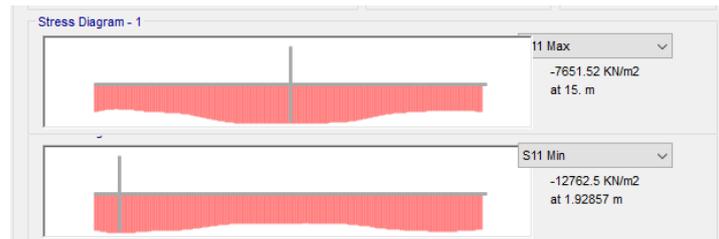


Figura. 24. Tensiones en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la figura 24 se observa cómo se encuentra en cuanto a nivel de tensión la viga de hormigón pretensado, siendo la fibra más comprimida de 12,7 MPa, y la menos comprimida es de 7,6 MPa, lo que implica que toda la sección se encuentra a compresión y por lo tanto también cumple con lo requisito de no descompresión en el hormigón para evitar la fisuración de la pieza.

b) Staged Construction a la edad de 42 años (Actual)

En esta etapa del puente se pretende analizar el estado en el que se encontraría en la actualidad la viga a partir de la consideración de los parámetros reológicos del hormigón correspondientes a la fluencia y retracción, así como la relajación del acero correspondiente a la armadura activa.

En la figura 25 se muestra el estado de deformaciones en el que se encontraría la estructura para la situación de servicio más desfavorable, siendo el valor de la flecha máxima de 12 milímetros, teniendo un margen suficientemente holgado para cumplir los requisitos de la IAP-11.

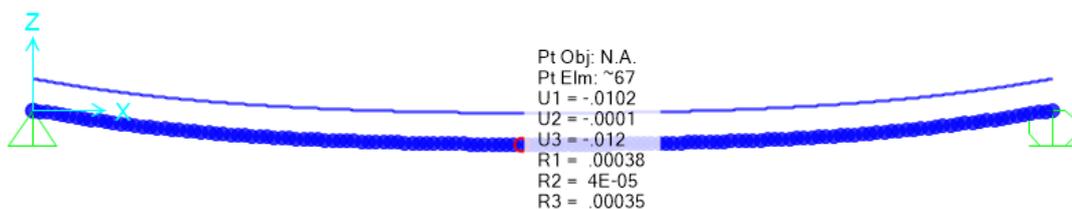


Figura. 25. Desplazamientos en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

En cuanto al estado tensional de la estructura, se observa como efectivamente la estructura perdido tensión debido a las pérdidas de pretensado producidas por los efectos reológicos del hormigón, siendo la tensión máxima de compresión 11,8 MPa y la mínima de 5,82 MPa, suponiendo una reducción de la tensión en la fibra superior del 8 % y en la fibra inferior sufriendo una pérdida del 24% de la tensión inicial. Por lo que las pérdidas

de pretensado asociadas a los efectos diferidos suponen una notable pérdida de tensión, aun así, la estructura se encuentra en un estado de compresión total.



Figura. 26. Tensiones en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

c) Estado del puente a la edad de 100 años (36500 días)

Por último, se pretende mostrar los resultados obtenidos para el estado del puente en el que se encontraría según el programa de elementos finitos el puente estudiado si completara la edad de diseño para la que fue proyectada. En esta ocasión se observa una flecha total de 12,4 milímetros tal y como se puede observar en la figura 27 en la que se aprecia la deformación que se daría en la estructura para la situación de ELS.

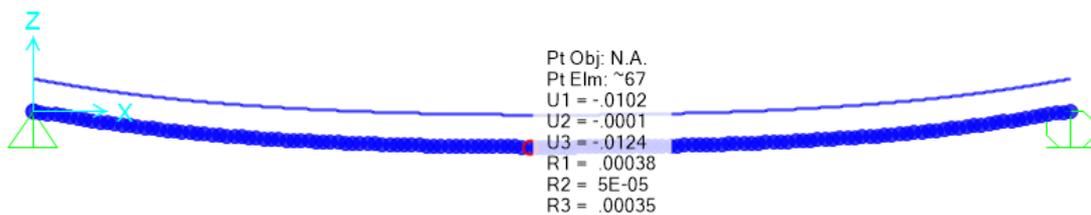


Figura. 27. Desplazamientos en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la figura 28 se puede observar el estado tensional que tendría el puente una vez cumplida la vida útil de proyecto, siendo un valor para la fibra inferior de 5,6 MPa (menos comprimida) y de la fibra superior 11.86 MPa que en este caso es la más comprimida, por lo tanto, se puede afirmar que la estructura según la modelización aportada por el programa se encontraría en un correcto estado hasta el último día.

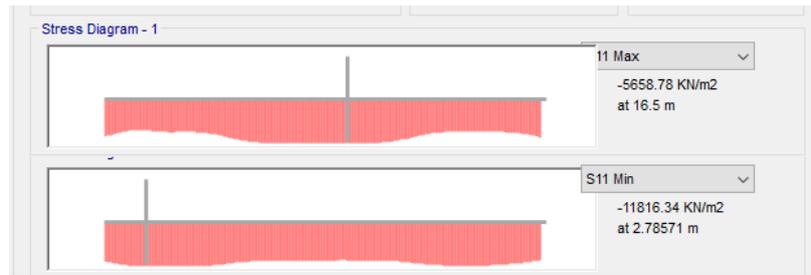


Figura. 28. Tensiones en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

8. Análisis y discusión de los resultados

En el presente apartado se muestra una comparación por tendón de las pérdidas de pretensado que se dan en cada uno de ellos según la normativa utilizada y por último se realizará una comparación con entre los resultados obtenidos a partir del MEF y el EC2. Cabe destacar que todos los valores numéricos se encuentran representados en el Anejo VII “Comparación y análisis de resultados”.

8.1. Tendón 1

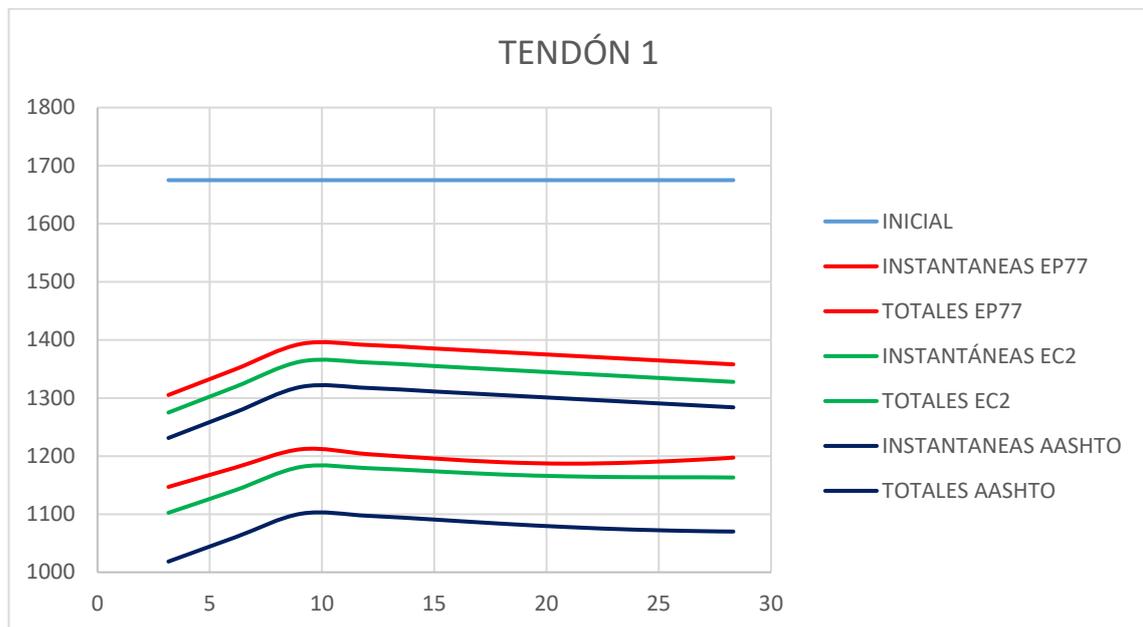


Gráfico. 29. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 1 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).

Tal y como se muestra en el gráfico 29, se puede observar que las normativas EP77 y EC2 tienen una metodología similar, lo que las hace parecidas. Sin embargo, la EC2, al seguir la misma metodología que el actual Código Estructural, es un poco más conservadora.

En cuanto a las pérdidas instantáneas, se puede notar que la EP77 predice las menores pérdidas de pretensado, lo que la convierte en la opción menos conservadora. Tiene un promedio de pérdidas del 18%, con un máximo del 22% en la viga. Por otro lado, el EC2 acumula pérdidas instantáneas promedio del 20%, con un máximo del 24%. En cuanto a las pérdidas calculadas según la formulación de la AASTHO, son del 23% en promedio y del 26% como máximo. Es importante destacar que las pérdidas por penetración de cuñas y rozamiento se calcularon utilizando la misma metodología y parámetros proporcionados por el proyecto. La diferencia radica en las pérdidas por acortamiento elástico.

En cuanto a las pérdidas por efectos diferidos en el hormigón, se observa que la EP77 y el EC2 presentan valores totales de pérdidas diferidas muy similares. Sin embargo, se destaca que las pérdidas por retracción son mucho mayores en el EC2, mientras que en la EP77 la fluencia juega un papel más importante. Esto se debe principalmente a la formulación utilizada para calcular estas pérdidas. El EC2 tiene en cuenta la interacción entre la retracción, fluencia y relajación para obtener las pérdidas totales, mientras que el EP77 no lo hace.

8.2. Tendón 2

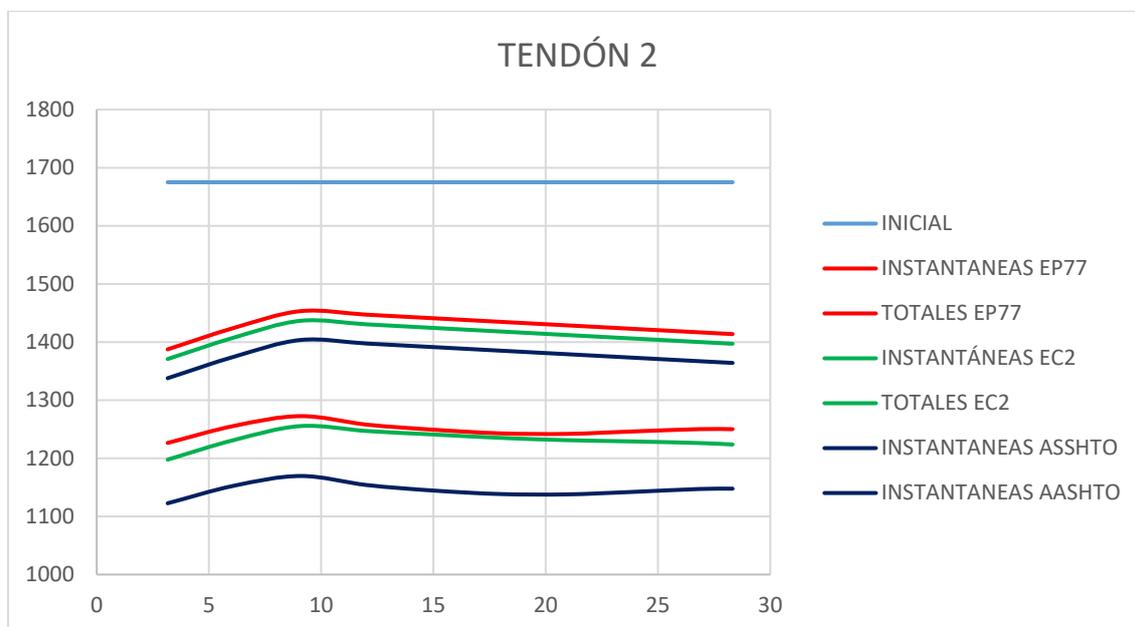


Gráfico. 30. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 2 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).

La figura anterior muestra que las normativas EP77 y EC2 tienen una metodología similar, aunque la EC2 es más conservadora que la EP77. En términos de pérdidas instantáneas, la EP77 es la menos conservadora, con un promedio de pérdidas del 15% y un máximo del 17%. Por otro lado, el EC2 y la formulación de la AASTHO tienen pérdidas promedio del 16% y 18%, respectivamente, con máximos del 18% y 20%. La diferencia radica en las pérdidas por acortamiento elástico.

En cuanto a las pérdidas diferidas en el hormigón, la EP77 y el EC2 presentan valores totales similares. Sin embargo, el EC2 (20%) tiene pérdidas por retracción mayores en comparación con la EP77 (17%). Además, la normativa AASTHO (23%) muestra aún más pérdidas en comparación con el cálculo realizado con la normativa EC2.

8.3. Tendón 3

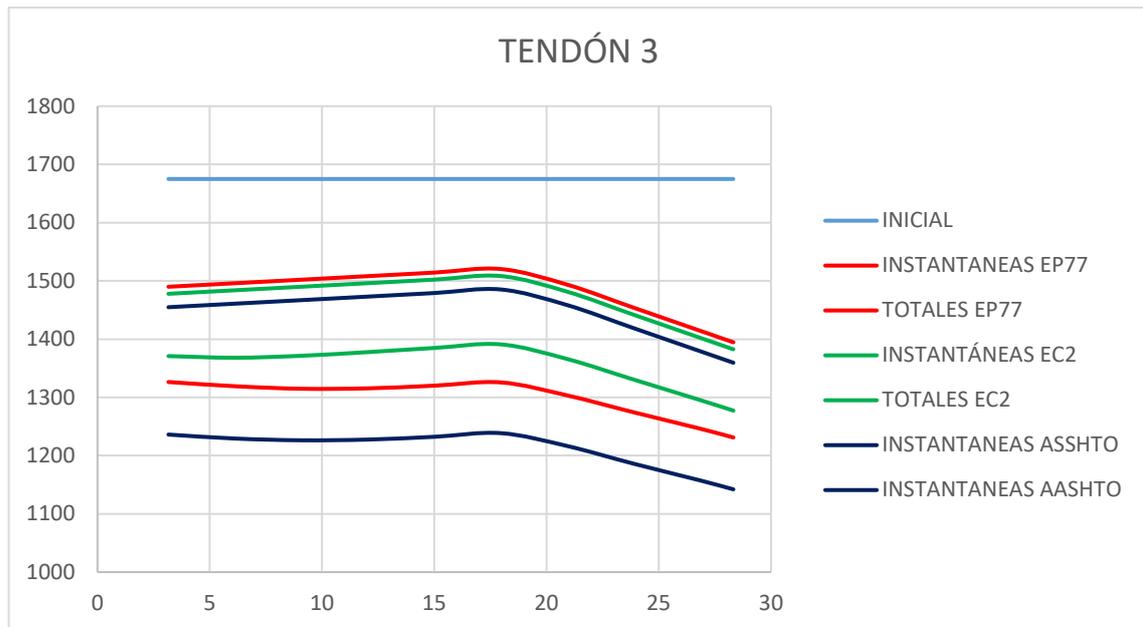


Gráfico. 31. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 3 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).

En esta ocasión, se puede observar que al igual que en los casos anteriores, la normativa más conservadora es la AASTHO, ya que predice pérdidas mayores tanto en pérdidas instantáneas como en pérdidas diferidas. Las pérdidas instantáneas medias según la AASTHO son del 13% con respecto a la fuerza inicial, y la pérdida máxima es del 19%. Esto representa un aumento de aproximadamente un 2% en comparación con las pérdidas instantáneas medias y máximas calculadas por la EP77. Por otro lado, el EC2 muestra pérdidas similares a las de la EP77.

En cuanto a las pérdidas diferidas, se observa una mayor variación. La normativa EP77 predice pérdidas medias del 22% con respecto a la fuerza inicial de pretensado, y en la zona más desfavorable, las pérdidas llegan al 27%. La normativa EC2 presenta valores muy similares a los obtenidos por la EP77, con pérdidas medias y máximas superiores en aproximadamente un 1%. Por otro lado, la normativa AASHTO muestra un incremento del 6% en las pérdidas diferidas medias y del 5% en las pérdidas máximas en comparación con la EP77.

8.4. Tendón 4

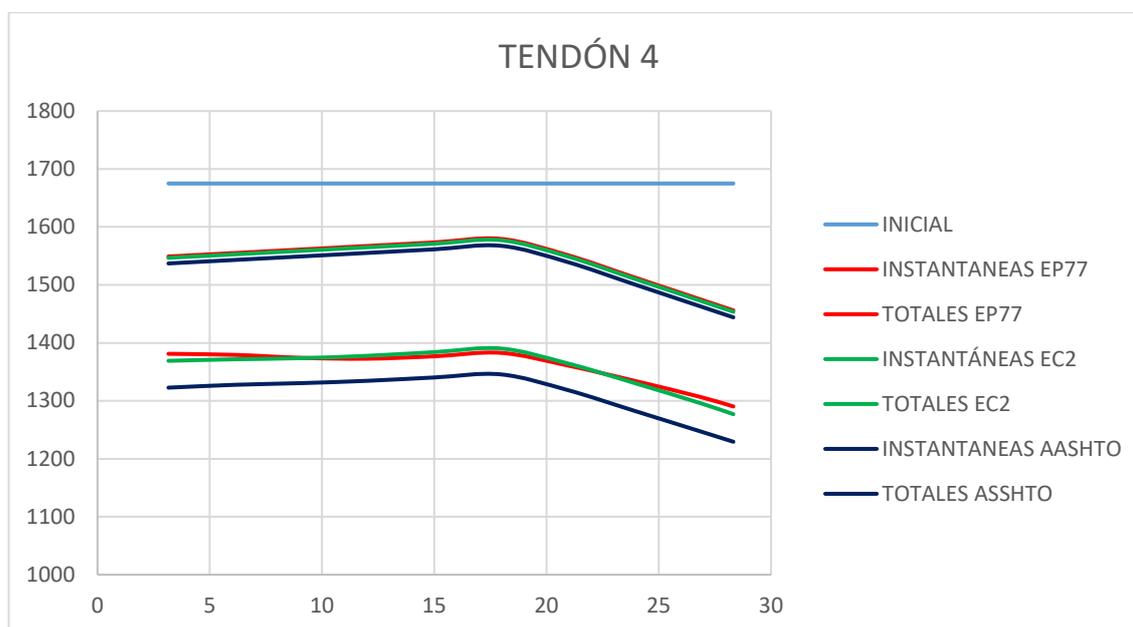


Gráfico. 32. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 4 en función de la normativa aplicada.
(Fuentes: Elaboración propia).

En este caso, se puede observar que la normativa más conservadora es la AASHTO, ya que predice mayores pérdidas tanto instantáneas como diferidas en comparación con las otras normativas. En términos de pérdidas instantáneas, la AASHTO muestra una media del 9% y una máxima del 14%, lo que supone un aumento del 1% con respecto a la EP77. Por otro lado, el EC2 muestra pérdidas similares a las de la EP77.

Con respecto a las pérdidas diferidas, la EP77 predice pérdidas medias del 19% y una máxima del 23% en la zona más desfavorable, mientras que la EC2 presenta valores muy similares. Por su parte, la normativa AASHTO muestra un aumento del 3% en las pérdidas diferidas medias y del 2% en la máxima en comparación con las otras normativas.

8.5. Tendón 5

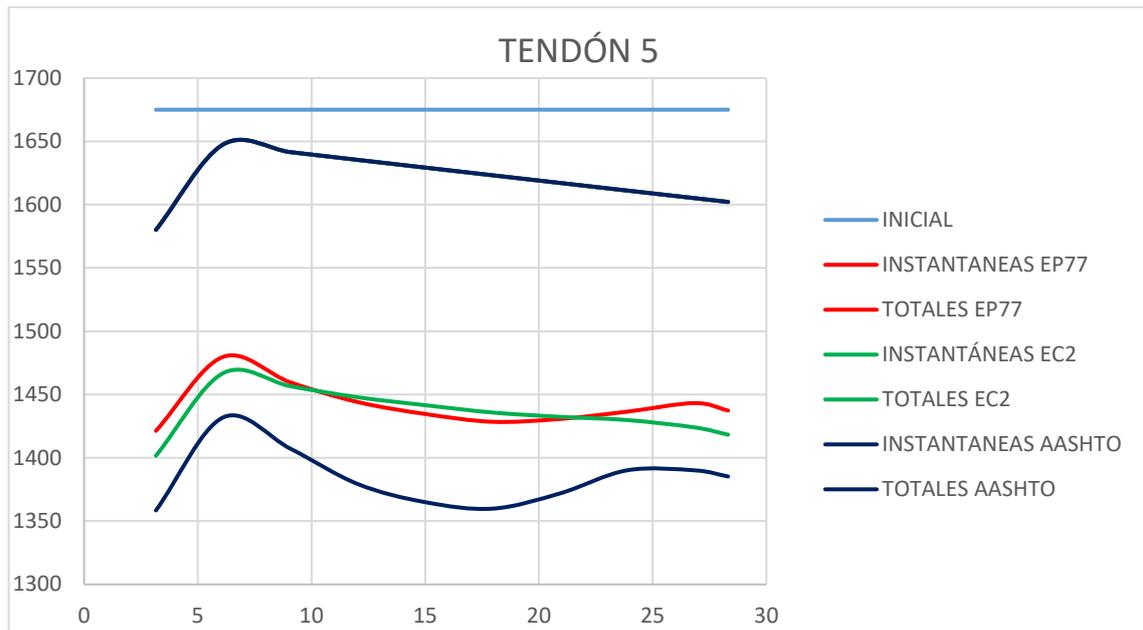


Gráfico. 33. Variación de las pérdidas de pretensado en el tendón 5 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).

En este último caso, se puede observar que las pérdidas instantáneas coinciden completamente, ya que los parámetros utilizados para calcular las pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas son exactamente los mismos. Por lo tanto, los valores de pérdidas instantáneas son idénticos entre los diferentes métodos de cálculo.

En cuanto a las pérdidas diferidas, se aprecia una mayor diferencia entre los métodos de cálculo utilizados para obtener dichas pérdidas. Se puede observar que las mayores pérdidas diferidas, tanto en el hormigón como en el acero, se producen según la normativa AASHTO. Por otro lado, la EP77 y la EC2 muestran resultados bastante similares, con una media de pérdidas del 14% para ambas y una pérdida máxima del 15% y 17%, respectivamente. En contraste, la normativa AASHTO tiene una media de pérdidas del 17% y una pérdida máxima del 19%.

8.6. Análisis tensional por normativa

En cuanto al análisis global de la estructura, en este apartado se muestran los resultados correspondientes a la fibra superior (zona menos comprimida) e inferior (zona más comprimida), correspondiente al cálculo de cada una de las distintas normativas.

a) Pérdidas instantáneas.

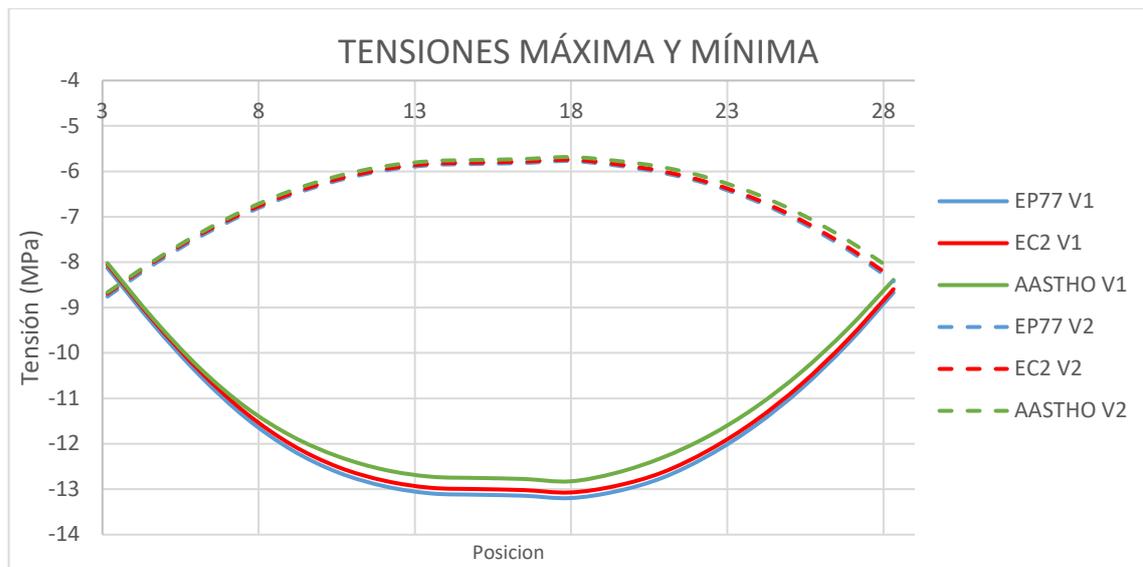


Gráfico. 34. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) para cada una de las normativas tras pérdidas instantáneas. (Fuente: Elaboración propia)

Tal y como puede observarse para las pérdidas instantáneas las pérdidas de pretensado son mayores para la normativa AASTHO, y por lo tanto el que menos valor de compresión aporta tanto para la fibra superior, como para la fibra inferior, mientras que la normativa que indica un estado de compresión global mayor es la EP77, todo esto se produce simplemente por la variación del módulo de elasticidad del hormigón, puesto que la normativa que aporta un mayor valor de modulo elástico es la correspondiente a la EP77 (35545 MPa) y que aporta un menos modulo elástico es la AASTHO (29463 MPa).

b) Pérdidas diferidas.

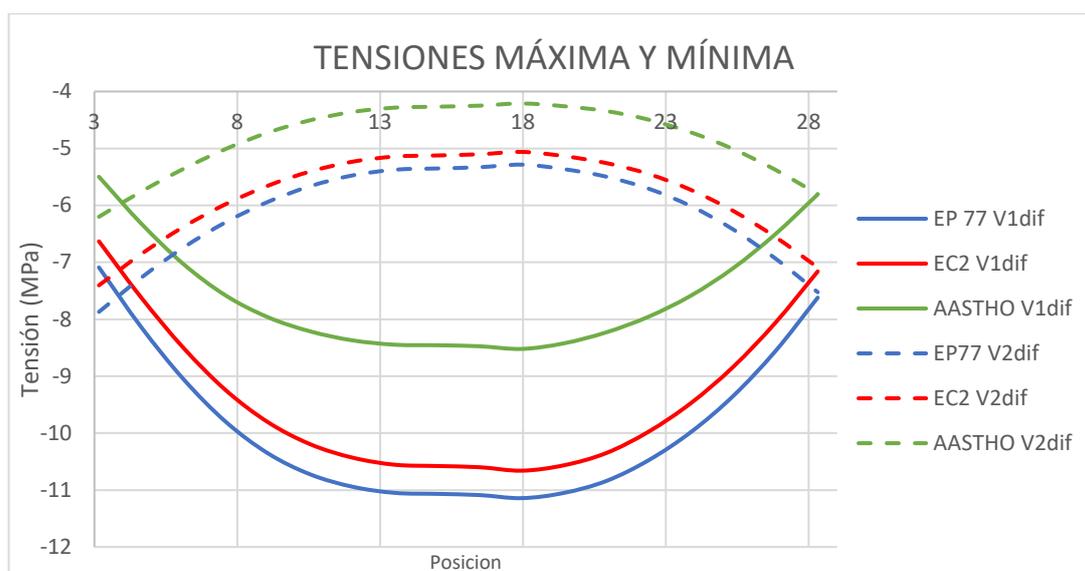


Gráfico. 35. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) para cada una de las normativas tras calcular pérdidas diferidas. (Fuente: Elaboración propia)

Con respecto a las pérdidas diferidas, como se ha podido comprobar anteriormente en cada uno de los cables, la normativa que aporta una mayor pérdida de tensión en la estructura para cada uno de los cables es la AASTHO, por lo que una vez analizadas las tensiones a partir del cable medio, es nuevamente la normativa AASTHO la que indica un estado global en la estructura con menor compresión. En cuanto a la comparación de las normativas ESP77 y EC2 aportan valores de tensiones muy similares, todo ello producido por la similitud a la hora de calcular los parámetros diferidos entre las distintas normativas, siendo el EC2 un poco más conservador, debido a la introducción de modificaciones en la obtención de los parámetros que aportan resultados más conservadores que a los de la normativa EP77

8.7. MEF y EC2

En esta sección, se llevará a cabo una comparación entre los resultados obtenidos mediante el Método de Elementos Finitos (MEF), utilizando los parámetros de cálculo establecidos en la normativa EC2, y los cálculos manuales realizados de acuerdo con el EC2.

Los resultados obtenidos a partir de la formulación de pérdidas de pretensado proporcionada por la normativa EC2 revelan pérdidas de pretensado en torno al 11% en comparación con las pérdidas instantáneas. Por otro lado, el MEF arroja un valor ligeramente mayor, con pérdidas de pretensado del 13%. Esto se debe principalmente a que los valores ofrecidos por la normativa EC2 se calculan a partir de datos aproximados en relación con los valores de acortamiento elástico del hormigón, mientras que el MEF realiza un cálculo del acortamiento elástico más preciso.

En cuanto a las pérdidas por efectos diferidos en el hormigón, el método de elementos finitos muestra valores medios de pérdidas totales cercanos al 27% de la pretensión inicial. Por su parte, el cálculo realizado mediante la normativa EC2 proporciona valores alrededor del 25%. Esto indica que el método de elementos finitos ofrece resultados muy similares al EC2 en términos de pérdidas de pretensado diferido del hormigón, ya que los parámetros de fluencia, retracción y relajación del hormigón utilizados son los proporcionados por el EC2.



Gráfico. 36. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) el MEF y EC2. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se muestra una comparación entre las tensiones correspondientes a la fibra inferior y a la superior por el modelo de elementos finitos y el Eurocódigo 2. En este gráfico se puede observar cómo los valores de tensiones existentes en la viga correspondientes al caso del Eurocódigo 2, las tensiones de compresión en la viga son inferiores a las aportadas por el modelo de elementos finitos, concretamente en la fibra superior (zona menos traccionada) el valor es de un 6,8% menor que el del modelo calculado, mientras que para la fibra más comprimida es de un 4,4% menor.

Esto indica que los cálculos realizados por el Eurocódigo 2 aportan unos resultados más conservadores con respecto a lo calculado en el modelo, por lo tanto, se puede asegurar que los valores del Eurocódigo 2 muestran valores correspondientes al límite inferior y por lo tanto del lado de la seguridad.

9. Conclusiones

9.1. Conclusiones

A lo largo del presente trabajo se ha podido realizar un estudio conciso de las pérdidas de pretensado para un elemento de hormigón y en él se ha podido realizar una comparación entre distintas normativas, dos que actualmente son aplicables para los nuevos diseños y la normativa de diseño a partir de la cual se proyectó el puente objeto

de estudio. Tras realizar un análisis del elemento se ha podido obtener las siguientes conclusiones:

- Los métodos de diseño empleados para la elaboración de la mayoría de las estructuras en el caso en España durante la década de los 80, los cuales se encuentran cada vez más cerca de su vida útil tienden a infravalorar las pérdidas de pretensado con respecto a los códigos vigentes en cuanto a pérdidas de pretensado diferidas se refiere.
- Las principales ventajas que presenta el método de la normativa americana se dan principalmente a que los parámetros diferidos puesto que las pérdidas de pretensado en esta etapa son mayores que las proporcionadas por el EC2.
- La tendencia media en este caso en concreto es que las pérdidas EC2 tienden a ser inferiores en torno a un 4% con respecto a la normativa AASTHO lo cual se aproxima mejor al cálculo obtenido por MEF.
- En cuanto a la EP77 las pérdidas obtenidas durante el trabajo para esta situación han sido de un 10% para las instantáneas y de un 21% para las diferidas, por lo que supone un valor inferior al obtenido a partir de las demás normativas, lo cual parece indicar que esta normativa en el proyecto estaría indicando valores mayores de pretensado a los que realmente existe en la estructura, lo cual podría ser peligroso en algunos casos puesto que al existir un menos esfuerzo de pretensado actuante existe un mayor riesgo de fallo si no se consideran estos parámetros.
- Presenta complicaciones hasta para un programa basado en elementos finitos obtener el pretensado actuante en la realidad, puesto que es necesario obtener muchos parámetros que se encuentran en el proyecto, además de la complejidad de implantación de sobre la estructura.
- Los valores aportados por las distintas normativas aportan resultados similares con ligeras variaciones, por lo que resulta complicado el poder valorar el estado tensional de los puentes actuales, puesto que existe una gran cantidad de variables que no se pueden considerar únicamente a partir de las normativas.
- Conviene realizar una reflexión acerca de la cantidad de puentes de hormigón pretensado que se encuentran en una fase de reparación o gran reparación en la actualidad y de si las normativas actuales y las anteriores son capaces de poder predecir de una manera aproximada lo que realmente sucede a lo largo de la vida útil de las estructuras.

- El problema comentado en punto anterior no es un problema actual, si no que desde hace mucho tiempo ha sido objeto de investigación y de desarrollo acerca de grandes grupos de investigadores, planteando distintos métodos para poder conocer en la actualidad el estado de pretensado en la estructura y de cómo se encuentra en la actualidad.

9.2. Futuras línea de investigación

La pérdida de pretensado como se ha podido comprobar en el presente trabajo supone un verdadero problema en la actualidad debido a que en España y EE. UU. la mayoría de las infraestructuras están alcanzando o están próximos de su vida útil de proyecto.

La incertidumbre que puede tener el no saber realmente la fuerza de pretensado en los tendones es un problema enorme puesto que si se fuera capaz de saber realmente a partir de revisiones periódicas como se encuentra en la actualidad dichas vigas pretensadas sería mucho más sencillo de realizar o de elaborar planes de mantenimiento y reparación.

El futuro de esto pasa por poder buscar técnicas mediante las cuales sea posible obtener la fuerza de pretensado actual en las estructuras, en la actualidad existe una gran cantidad de investigaciones que ya han avanzado en este aspecto y han podido obtener la tensión en la armadura activa. En las estructuras diseñadas en la actualidad ya existen dispositivos de sensores y monitorización que actúan sabiendo como va variando la fuerza de pretensado a lo largo del tiempo, pero para ello es necesario saber los datos de partida de las estructuras y de la evolución de esta durante su vida útil.

Otras líneas de investigación se están centrando en poder obtener el pretensado residual en las estructuras a partir de técnicas de medición indirectas, es decir, medirlas en un momento concreto, lo cual parece dar buen resultado en método como el *Crack Opening* o *Tendon cutting*, pero se trata de técnicas destructivas y provocan que la estructura no se pueda volver a poner en servicio.

Por lo que sería interesante poder elaborar una técnica de medición del pretensado mediante técnicas indirectas no destructivas, en la actualidad existe una amplia cantidad de grupos de investigación que centran sus esfuerzos en la capacidad de interpretar resultados y poder parametrizar el estado actual del elemento de hormigón pretensado a partir de métodos experimentales, por lo que parece una línea de investigación apropiada

para poder seguir e investigar para poder obtener cual es realmente el estado tensional de estas estructuras.

10. Referencias

FIB (2016). Bulletin n° 80 “Partial factor methods for existing concrete structures”, Lausanne.

History of Bridges. (2022). History of Bridges - Tunnels and Bridges History. www.historyofbridges.com. Accedido el 15 de enero de 2023

G. Mishra. (2010). History of Bridges – Construction of Bridges Since Ancient Times. [History of Bridges - Construction of Bridges Since Ancient Times - The Constructor](#). Accedido el 15 de enero 2023.

T, Newcomb (2018). A Brief History of Bridges From Stone to Suspension. <https://www.popularmechanics.com/technology/infrastructure/g16639655/a-brief-history-of-bridges-from-stone-to-suspension/>. Accedido el 15 de enero de 2023

E. Hernández Montes, L. M. Gil Martín. (2007). Hormigón Armado y Pretensado. Granada.

Civil Today (2018). Advantages and disadvantages of prestressed concrete. [Advantages and Disadvantages of Prestressed Concrete - Civil Engineering \(civiltoday.com\)](#). Accedido el 10 de febrero 2023.

Structural guide. (2020). Advantages of Prestressed Concrete. [Advantages of Prestressed Concrete - Structural Guide](#). Accedido el 10 de febrero de 2023

Comunicado de prensa del Ministerio de transportes, movilidad y agenda urbana. (2022). [Mitma presenta los informes provisionales sobre las causas del colapso del viaducto del Castro de la A-6 sentido A Coruña | Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana](#). Accedido el 18 de febrero 2023.

The guardian. (2019). “What caused the Genoa bridge collapse – and the end of an Italian national myth?”. <https://www.theguardian.com/cities/2019/feb/26/what-caused-the-genoa-morandi-bridge-collapse-and-the-end-of-an-italian-national-myth>. Accedido el 20 de febrero de 2023.

Ministerio de Obras Públicas y Transporte (1986). “Colección de puente de vigas pretensadas IIC”. Obras de paso de Carreteras.

Ministerio de Fomento (1977). “Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado EP-77”.

Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-2 Eurocódigo 2 (2013). Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas.

Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 (2013). Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2020). LRFD Bridge design specifications.

Ministerio de Fomento (2012). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0820303.pdf.

Manual SAP2000 v23. (2022) “Integrated Software for structural Analysis & Design. (Software Integrado para el Análisis y Diseño Estructural).

Li J, Mechitov KA, Kim RE (2016) Efficient time synchronization for structural health monitoring using wireless smart sensor networks. Struct Contr Health Monitor 23:470–486

Cho S, Giles RK, Spencer BF (2015) System identification of a historic swing truss bridge using a wireless sensor network employing orientation correction. Struct Contr Health Monitor 22:255–272.

Lynch JP (2007) An overview of wireless structural health monitoring for civil structures. Philosophical Trans R Soc A: Math Phys Eng Sci 365:345–372.

Azizinamini A, Keeler BJ, Rohde J, Mehrabi AB (1996) Application of a new nondestructive evaluation technique to a 25-year-old prestressed concrete girder. PCI J 41(3):82–95.

Kralovanec J, Bahleda F, Moravcik M (2022) State of Prestressing Analysis of 62-Year-Old Bridge. *Materials* 15(10):3583.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

ANEJO I: Evolución histórica de los puentes.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Índice

1. Objeto	2
2. Introducción.....	2
3. Evolución de los puentes	3
3.1. Época Romana	3
3.2. Primera revolución industrial.....	5
3.3. Hormigón armado	9
3.4. Hormigón pretensado.....	10
4. Conclusión.....	12
5. Referencias	13

Índice figuras.

Figura. 1. Pont du Gard, en Vers-Pont-du-Gard, Francia. (Fuente: www.viator.com).....	4
Figura. 2. Acueducto de Segovia, Segovia, España. (Fuente: www.historia.nationalgeographic.com)	4
Figura. 3: Puente Romano de Orense, Orense, España. (Fuente: www.spain.info).....	5
Figura. 4. Iron bridge, Coalbrookdale. (Fuente: www.flickr.com)	6
Figura. 5. Viaducto de Garabit, Loubaresse, Francia. (Fuente: www.epdlp.com).....	7
Figura. 6. Puente de George Washington, Nueva York, EEUU. (Fuente: www.diariolasamericas.com)	8
Figura. 7. Puente de Tacoma Narrows, Tacoma, EEUU. (Fuente: www.xataka.com)	8
Figura. 8. Viaducto Martín Gil, Manzanal del Barco, España. (Fuente: www.megaconstrucciones.net).....	10
Figura. 9. Puente de Oelde, Oelde, Alemania. (Fuente: www.victoryepes.blogs.upv.es).....	11
Figura. 10. Puente de Balduinstein, Balduinstein, Alemania. (Fuente: www.structurae.net) ..	12

1. Objeto

La finalidad del presente anejo es el de presentar la evolución de los puentes a lo largo de la historia, desde la época romana hasta llegar a la historia reciente, más concretamente a la construcción de puentes de hormigón pretensado, realizando un breve paso por el empleo de los distintos materiales utilizados durante cada una de las etapas evolutivas de los puentes.

Por último, se realizará más en profundidad una descripción de los puentes de hormigón pretensado.

2. Introducción

Desde los inicios de la humanidad el ser humano se ha caracterizado por ser una especie en continua evolución, explorador y siempre busca superarse en su afán evolucionista. Durante muchos años las distancias a recorrer aumentaban en gran medida debido a los obstáculos naturales que existen. Dentro de estos obstáculos naturales se encontraban principalmente ríos, los cuales suponían un gran riesgo atravesarlos de una manera peatonal por el cauce, o bien por otros accidentes geográficos como son: un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo físico. Por todo esto se ha buscado siempre un mecanismo para poder salvarlos, este mecanismo para poder cruzar el río se ha denominado durante la historia como puente.

El proyecto y cálculo de los puentes ha pertenecido siempre a la ingeniería estructural, que debido a la constante evolución y desarrollo de estos se han podido desarrollar nuevas técnicas y tipologías de puentes. Los ingenieros estructurales han tenido siempre que tratar con muchos aspectos que dificultan los diseños y las tipologías, es por ello que tal y como se define en la ingeniería estructural el proyectar un puente no es solo buscar el más resistente, el más estético o el más económico, si no que el mejor es aquel que combine cada uno de esos factores lo que a todo esto se le denomina solución de compromiso.

No se tienen datos de cuál fue el primer puente que se ejecutó en la humanidad, pero seguramente se dio de forma natural al caer un tronco capaz de librar un desnivel y un tramo, por lo que se produjo de manera accidental y aleatoria en algún punto. Debido al avance de la civilización y a la necesidad de iniciar rutas de comercio las cuales deberían

de tener un camino prefijado empezó a surgir la necesidad de ejecutar puentes para poder enlazar rutas y unir las entre sí.

3. Evolución de los puentes

En la historia más reciente, los puentes son estructuras que se han diseñado y ejecutado desde la época romana, se trata de estructuras que permiten salvar obstáculos y que han permitido durante muchos años mejoras de interconexión por carretera, ferrocarril y peatonal.

Estas estructuras no solo han mejorado la calidad de vida de las personas, si no que han supuesto avances muy importantes tanto social como económicamente. Gracias a este tipo de obras se han podido comunicar puntos que anteriormente suponían elevadas horas de trayecto para poder unir dos puntos entre sí.

3.1. Época Romana

En la época romana ubicada en la historia entre los años 753 a.C. y 476 d.C. se realizaron grandes obras de ingeniería estructural. En esta época es conveniente resalta que el principal material de construcción es la piedra, con ello son capaces de realizar estructuras muy masivas las cuales resisten únicamente por forma.

Los romanos son considerados los propulsores de la ingeniería estructural de puentes, ya que fueron los primeros en utilizar un material cementante realizado a base de cenizas volantes.

Los puentes romanos se caracterizaban por ser arcos semicirculares, aunque no todos eran así ya que existen puentes que datan de la época romana que presentan una forma segmentaria, es decir menos que un semicírculo. Esta última forma se trata de una evolución de la anterior, ya que no solo se tenía en cuenta el paso superior, si no que en épocas de crecida de los ríos esta forma permitía un mayor paso de caudal de agua y evitaba que se derrumbara durante las inundaciones, permitiendo que los puentes fueran más ligeros.

Los puentes romanos presentaban siempre una misma característica y es que estaban formados por elementos sucesivos, mediante piedras de arco primario en forma de cuña del mismo tamaño y forma.

Existe una gran cantidad de puentes que en la actualidad cuenta con casi 2000 años y que siguen siendo operativos, por lo tanto, se puede considerar que en la época romana se produjo el inicio de la ingeniería estructural. Todos y cada uno de los elementos del puente se realizaba a conciencia y de una manera precisa con la finalidad de que esa estructura pudiera resistir las fuertes avenidas producidas en los ríos y poder comunicar dos puntos.

A continuación, se muestran distintas imágenes en las que puede observarse distintos puentes ejecutados durante la época romana y que hoy en día siguen siendo de utilidad:



Figura. 1. Pont du Gard, en Vers-Pont-du-Gard, Francia. (Fuente: www.viator.com)

La estructura mostrada en la figura 1 se trata de un acueducto, ubicado en el sur de Francia y su construcción data del siglo I d.C., se trata de una estructura hidráulica por gravedad que forma parte del acueducto de Nîmes. Tal como se puede observar está formado por elementos repetitivos tanto en la parte horizontal como vertical, hasta alcanzar la distancia y la cota requerida.



Figura. 2. Acueducto de Segovia, Segovia, España. (Fuente: www.historia.nationalgeographic.com)

En la figura 2 se muestra una imagen del Acueducto de Segovia, se trata de una construcción realizada en el siglo II d.C. que transportaba el agua a la ciudad de Segovia hasta el año 1973. Lo que equivale a una vida útil de esta estructura de 1800 años. La estructura consta de 75 arcos sencillos y a continuación 44 arcadas de orden doble, lo que equivale a 88 arcos. Una vez más se puede observar como las ejecuciones de los puentes romanos se realizaban mediante elementos repetitivos.



Figura. 3: Puente Romano de Orense, Orense, España. (Fuente: www.spain.info)

3.2. Primera revolución industrial

Durante la segunda mitad del siglo XVIII se produjo un proceso de transformación económica, social y tecnológica lo que supuso un gran avance en las necesidades del diseño y concepción de los puentes. Estas estructuras dejaron de tomarse como pasos peatonales, debido a la implantación del ferrocarril, se cambió la forma de diseñarlos, puesto que las cargas a considerar aumentaron considerablemente debido al paso del ferrocarril.

Al producirse también un gran avance en lo que a las tecnologías y materiales se introdujo la construcción con metales, como son el hierro fundido, hierro forjado y por último el acero.

Cada uno de estos materiales tienen distintos contenidos de carbono, por lo que sus características cambian de uno a otra, a continuación, se comentan las características de cada uno de ellos:

Hierro fundido o hierro colado: es un material con un alto contenido en carbono, en torno al 2,1-4%, con un contenido en sílice del 1-3%, lo que lo convierte en un material duro, frágil, no maleable y no soldable, por lo que las uniones debían ser mediante bulones. En cuanto al punto de fusión presenta un bajo punto de fusión, y su elaboración es mediante el fundido y vertido en un molde.

Hierro forjado o hierro dulce: material con un contenido en carbono del 0.05-0.25%, muy bajo contenido en carbono, lo que proporciona que sus características son las de un material relativamente blando y maleable, poco tenaz y que puede soldarse mediante forja. Con respecto al hierro fundido presenta un mayor punto de fusión y es obtenido mediante forja.

Acero: material que en la actualidad todavía se utiliza para la construcción de estructuras, su contenido en carbono se sitúa entre un 0.03-2.14% y con esto se consigue un material dúctil y con una alta resistencia a la tracción.

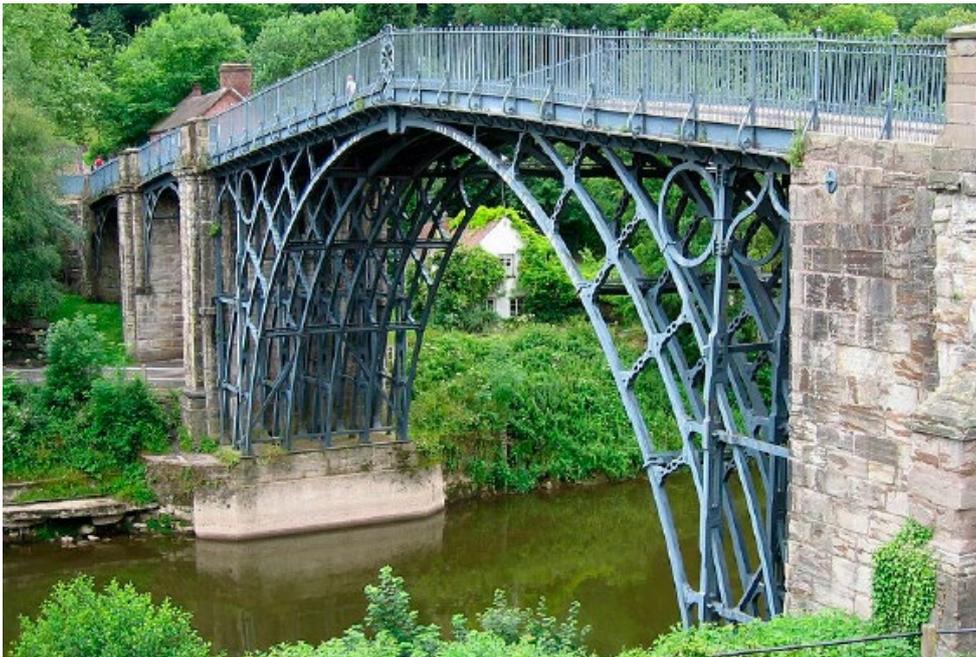


Figura. 4. Iron bridge, Coalbrookdale. (Fuente: www.flickr.com)

El puente que se muestra en la figura 4 es el Iron Bridge construido por Abraham Darby III en el año 1779 mediante el material de hierro fundido, tal y como se observa en la figura se trata de un puente tipo arco. Se trata de un puente que cruza el río Severn y se trata del primer puente en arco construido utilizando hierro fundido, presenta una longitud de vano de 30.6 metros. Tal y como se puede apreciar en la imagen su forma es muy similar a la de los puentes romanos en forma de arco, con forma de semicírculo.



Figura. 5. Viaducto de Garabit, Loubaresse, Francia. (Fuente: www.epdlp.com)

El viaducto de Garabit se trata de un puente construido en el año 1884 para el paso de ferrocarriles, fue realizado por la compañía de Gustave Eiffel y durante los años 1884 hasta el año 1886. Es una construcción realizada con hierro forjado, consta de una longitud total de 565 metros, consta de 7 vanos que coronan en un arca centra de 165 metros de luz. El tablero del puente se ubica a una altura del cauce del río Truyère de 122 metros.

Los puentes de material de acero fueron muy utilizados durante el siglo XX, se trataba de un material con características idóneas para la construcción de los mismo, material homogéneo, que favorecía su implantación, gracias a sus cualidades mecánicas como eran una resistencia a la tracción y compresión elevadas.

El acero como estructura portante parecía un material idóneo por sus cualidades, pero presentaba ciertas incógnitas y miedo sobre la sociedad. El miedo a los incendios y a las vibraciones que se producían en este tipo de estructuras crearon por parte de la sociedad a su rechazo sobre este tipo de estructuras.

A continuación, se presentan distintos puentes ejecutados de acero en los cuales permitió el desarrollo de los puentes colgantes, sobre todo en Estados Unidos donde se proyectaron una gran cantidad de estructuras con esta tipología estructural, permitiendo salvar luces muy elevadas y por lo tanto entorpecía lo mínimos posible al paso de barcos bajo estos tableros.



Figura. 6. Puente de George Washington, Nueva York, EE. UU.. (Fuente: www.diariolasamericas.com)

En la figura 6, se muestra el puente de George Washington, construido en el año 1931 cuya tipología es la de puente colgante ubicado sobre el río Hudson, proyectado por Amman. Presenta una longitud total de 1450 metros y una anchura de tablero de 36 metros cuya luz entre pilas es de 1060 metros.



Figura. 7. Puente de Tacoma Narrows, Tacoma, EE. UU.. (Fuente: www.xataka.com)

El puente de Tacoma Narrows fue construido en el año 1940 por el ingeniero Leon Moisseif, se trataba de una un puente colgante de acero. El puente conectaba la península de Kitsab y Tacoma. El puente de longitud total de 1810 metros y una luz de 853.4 metro

entre apoyos sufrió un colapso el 7 de noviembre de 1940 en el cual el tablero colapsó. En ese año era el tercer puente más largo del mundo en términos de la longitud de vano.

El colapso de este puente supuso un antes y un después en el diseño y concepción de estos puentes, ya durante su construcción se pudo apreciar cómo se producían desplazamientos verticales en el tablero cuando el viento era de una velocidad moderada. Este movimiento del tablero era tal que los trabajadores apodaron al puente *Galloping Gertie*. Debido a los efectos de resonancia que se producían en el puente el movimiento cada vez era mayor hasta que finalmente el día 7 de noviembre de 1940 se derrumbó.

Este hecho supuso un antes y un después en la concepción y diseño de este tipo de puentes, puesto que al dotarlo de muy poca rigidez en el tablero los movimientos se amplificaban y suponían un problema funcional que podría desembocar en el colapso de estas estructuras y el miedo en la población se acentuó.

3.3. Hormigón armado

Por último, el material más empleado en la actualidad para la construcción de puente aparece en el cuarto final del siglo XIX. En cuanto a los inicios del hormigón armado, se le atribuye a John Smeaton se le atribuye la invención del hormigón en la construcción del famoso faro de Eddystone en 1774 y a Joseh Aspdin la regulación de los componentes del cemento portland en 1824. El hormigón armado se atribuye a varios progenitores. Un tal Dr. Fox elaboró en 1829 un sistema para construir pavimentos en cemento armado que en 1844 patenta. A J. Monnier se le atribuye la invención, para la construcción de jardineras en 1849. Lo cierto es que este sistema no se extiende hasta finales de siglo con los trabajos de Frangois Hennebique y E. Coignet en Francia.

El hormigón se trataba de un material novedoso, puesto que era un material heterogéneo, con la característica de ser un material moldeable, que ubicándole barras de acero se conseguía obtener un material con una alta resistencia a compresión, y cuyas armaduras le proporcionaban la resistencia a tracción para poder resistir los esfuerzos de flexión. Esto en esa época supuso un evento que revolucionaría los métodos constructivos, puesto que los elementos formados por vigas de madera y perfil metálico podían ser sustituido por un material muchos más duradero e insensible a los efectos atmosféricos.

Durante los años posteriores el uso del hormigón armado se expandió de una manera muy rápida y su evolución en estructuras, ligada al avance en los diseños y tipología para aumentar las luces de los puentes resultados muy importantes en la historia del hormigón.



Figura. 8. Viaducto Martín Gil, Manzanal del Barco, España. (Fuente: www.megaconstrucciones.net).

El viaducto de Martín Gil es un viaducto ferroviario cuya construcción data de 1942, se encuentra ubicado sobre el embalse de Ricobayo. La autoría del proyecto se atribuye a Martín Gil, aunque fue tras la guerra civil el ingeniero Eduardo Torroja fue el que lo construyó utilizando el método de la autocimbra de J.E. Ribera.

3.4. Hormigón pretensado

El concepto de hormigón pretensado es una idea antigua, puesto que desde la aparición del hormigón armado se quiso poner las armaduras en carga. Fue en 1886 cuando el experimento realizado por P.H. Jackson de S. Francisco y las ideas de Freyssinet en Francia fracasaron por no tener disponibles aceros de alta resistencia, los cuales no aparecieron hasta el 1920. Fue el mismo Freyssinet entre los años 1928-33 el que realizó la primera utilización de este tipo de material.

Este material supone un avance muy importante para conseguir luces mayores introduciendo el pretensado, con este material se consigue combinar la acción de dos materiales ya que con el acero a tracción en el hormigón genera tensiones de compresión por lo que se es capaz de alcanzar la suficiente tensión de compresión para que la pieza no fisure y con ello poder eliminar la mayor problemática que suponía el empleo de hormigón armado, la fisuración.

Con todo esto se conseguía que la fisuración del hormigón armado y su deformación, que suponía una luz reducida en los puentes, quedaba contrarrestada por la acción del pretensado, por lo que se consigue aumentar en gran cantidad las luces.

Este nuevo concepto de material no presenta únicamente la facilidad de conseguir luces mayores, si no que a modo constructivos permite solidarizar partes construidas independientemente lo que constituye un principio básico en la construcción como es la reflexión de “hacer grande lo pequeño”.

Por lo que el pretensado no supone un gran avance en lo que material se considera, si no que supone la introducción de una nueva industria como es la prefabricación, mediante la fabricación de las piezas en central y posterior transporte a obra con la finalidad mediante el pretensado de consolidar las distintas piezas ya fabricadas.



Figura. 9. Puente de Oelde, Oelde, Alemania. (Fuente: www.victoryepes.blogs.upv.es)

En la figura 9 se muestra el puente de hormigón pretensado ubicado en la localidad de Oelde, se trata del primer puente de hormigón pretensado que se realizó “in situ”. El puente se construyó en el año 1938 por la empresa alemana Weyss und Freitag, que fue quien adquirió la licencia del sistema Freyssinet.

En cuanto a las características del puente se tiene que se trata de un puente formado por 4 vigas de sección “I” con 31 metros de luz y espaciadas 1,40 metros, se trata de vigas con un canto de 1,6 metros.



Figura. 10. Puente de Balduinstein, Balduinstein, Alemania. (Fuente: www.structurae.net)

El puente mostrado en la figura 10 se trata de un puente construido sobre el río Lahn en el año 1950, es un puente de 62 metros de luz construido por U. Finsterwalder, cuya construcción se realizó mediante voladizos sucesivos en hormigón pretensado.

Tal es la importancia de la aparición del hormigón pretensado que se ha convertido hoy en día en el material más utilizado para la construcción de puentes que la introducción de acero de pretensado de altas prestaciones ha ido en continua evolución a lo largo de los años.

El hormigón pretensado se presenta, así como el material más utilizado para la construcción de puentes, pero debido a las distintas interacciones que se producen entre el acero y el hormigón presenta importantes complejidades en su cálculo y dimensionamiento. El hecho de realizar el postesado tras la colocación del hormigón supone un complejo cálculo de este material en el cual existen muchos factores a tener en cuenta para su dimensionamiento y ejecución lo cual supone que para poder elaborar este tipo de estructuras es necesario tener en consideración las pérdidas que sufre el tesado inicial, tanto en el momento de tesarlo como los distintos efectos que se producen de manera reológica en el hormigón y en el acero en tracción.

4. Conclusión

Tal y como se ha podido comprobar en la historia de los puentes, los materiales han ido suponiendo un cambio de tendencia en la construcción de puentes, esto ha sido beneficioso ya que ha propiciado que en la actualidad se sea capaz de poder modificar la tipología y los materiales en función de las necesidades constructivas y de las dimensiones de los mismo.

Recapitulando acerca de la evolución de los puentes, se observa que gracias a la experiencia y a los modelos experimentales se han podido conseguir estructuras duraderas y lo más económicas posibles.

En la actualidad la mayoría de los puentes que se diseñan para luces no excesivamente grandes es el hormigón pretensado, ya que supone un material mucho menos expuesto a ataques ambientales que puedan suponer un deterioro elevado de los puentes. El hormigón pretensado como material de construcción de los puentes en comparación con los puentes de acero, el coste de construcción suele ser muy inferior a igualdad de luces y cuenta con que son estructuras más pesadas y por lo tanto más rígidas que evitan que los desplazamientos sean elevados.

Por el contrario, los puentes de hormigón pretensado son puentes mucho más complejos en el cálculo y los modelos son menos exactos debido a las características de los materiales empleados, es por tanto que no solo es importante tener en cuenta el diseño a corto plazo, ya que debido a los efectos reológicos que se producen en el hormigón es muy importante realizar una valoración de todas las variables a tener en cuenta durante la vida útil de la estructura.

5. Referencias

FIB (2016). Bulletin nº 80 “Partial factor methods for existing concrete structures”, Lausanne.

History of Bridges. (2022). History of Bridges - Tunnels and Bridges History. www.historyofbridges.com. Accedido el 15 de enero de 2023

G. Mishra. (2010). History of Bridges – Construction of Bridges Since Ancient Times. [History of Bridges - Construction of Bridges Since Ancient Times - The Constructor](http://www.historyofbridges.com/construction-of-bridges-since-ancient-times). Accedido el 15 de enero 2023.

T, Newcomb (2018). A Brief History of Bridges From Stone to Suspension. <https://www.popularmechanics.com/technology/infrastructure/g16639655/a-brief-history-of-bridges-from-stone-to-suspension/>. Accedido el 15 de enero de 2023

Bridge Info. (2012). Garabit Viaduct. <https://bridgeinfo.net/bridge/index.php?ID=8>. Accedido el 16 de enero de 2023

D. P. Billington. (1976). Historical Perspective on Prestressed Concrete. PCI JOURNAL. September/ October 1976.

The engineering community (2019). Prestressed Concrete Applications. [Prestressed Concrete Applications \(theengineeringcommunity.org\)](https://www.theengineeringcommunity.org). Accedido el 18 de enero 2023

M. Aguiló (2007). El carácter de los puentes españoles. ACS, Madrid, p. 136-137

E. Bush (2015). 75 years ago: Famous clip of ‘Galloping Gertie’ not accurate, study says. Seattle Times. <https://www.seattletimes.com/seattle-news/75-years-ago-famous-clip-of-galloping-gertie-not-accurate-study-says/> . Accedido el 17 de enero de 2023.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

ANEJO II: Antecedentes y estado del arte

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Índice

1. Objeto	3
2. Hormigón.....	3
2.1. Material de construcción.....	3
2.2. Propiedades mecánicas	4
2.3. Propiedades reológicas	5
a) Fluencia	5
b) Retracción.....	6
3. Acero de pretensado	6
3.1. Material de construcción.....	6
3.2. Propiedades mecánicas	8
3.3. Efecto a largo plazo en el acero a tracción.	9
4. Hormigón pretensado	10
4.1. Definición de pretensado	10
4.2. Pretensado aplicado al hormigón.....	10
4.3. Tipos de pretensado	11
4.4. Ventajas del hormigón pretensado.....	13
5. Puentes de hormigón pretensados.....	14
5.1. Introducción	14
5.2. Puente Morandi.....	14
a) Datos técnicos	15
b) Motivos del colapso	16
5.3. Viaducto de Castro.....	17
a) Datos Técnicos	17
b) Motivos del colapso.	18
6. Conclusión.....	19
7. Referencias	20

Índice figuras.

Figura. 1. Componentes del hormigón en peso. (Fuente: documento HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO de la universidad de Granada).....	4
Figura. 2. Tabla de cordones de acero para pretensar Acercam. (Fuente: www.aceroscampollano.com).....	7
Figura. 3. Diagrama tensión-deformación para armaduras activas. (Fuente: documento HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO de la universidad de Granada)	8
Figura. 4. Tabla de características del acero para pretensar Acercam. (Fuente: www.aceroscampollano.com).....	8
Figura. 5. Relajación del acero de las armaduras activas. (Fuente: documento HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO de la universidad de Granada)	9
Figura. 6. Relajación del acero en función del tiempo. (Fuente: documento HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO de la universidad de Granada)	10
Figura. 7: Puente Morandi antes del colapso, Genova, Italia. (Fuente: www.wikimedia.org) 15	
Figura. 8. Detalle de los tendones de hormigón pretensado corroídos. (Fuente: ATP)	16
Figura. 9. Viaducto de Castro carretera A-6, Vega de Valcarce, España. (Fuente: www.elprogreso.es).....	17
Figura. 10. Viaducto de O Castro en la A-6 tras el segundo derrumbre, Vega de Valcarce, España. (Fuente: www.elpais.com).....	18

1. Objeto

El principal objetivo de este anejo es el de poder realizar una pequeña descripción de los materiales que utilizar en el hormigón pretensado, así como de definir de una manera sencilla el hormigón pretensado y comentar sus principales ventajas así como de los efectos diferidos que se dan en los distintos materiales que componen el hormigón pretensado, además se comentará la necesidad de realizar un buen cálculo estructural para tener en cuenta los distintos motivos por el cual han fallado algunos puentes compuestos por este tipo de material, por último se analizarán dos colapsos recientes producidos en dos puentes de distinta tipología.

2. Hormigón

2.1. Material de construcción

El hormigón es una mezcla de varios elementos, en los que se incluyen elementos principales como son: cemento, agua y áridos. A estos elementos se le pueden añadir adiciones, que consiste en introducir diferentes compuestos con la finalidad de aumentar las características mecánicas o mejorar la trabajabilidad y puesta en obra, estas adiciones pueden llegar a suponer un máximo del 35 % del peso del cemento y varía en función del tipo de adición empleada. Por último, se pueden añadir aditivos, con la finalidad de mejorar sobre todo la facilidad y puesta en obra del hormigón, consiguiendo así un material que puede incluso en el momento del vertido y colocación tener una consistencia fluida.

La inclusión de los distintos aditivos y adiciones no es otra que la mejorar alguna de las propiedades del hormigón, aunque bien es cierto que en la actualidad las adiciones se emplean en ocasiones para abaratar el coste del m³ de hormigón debido al ahorro del cemento que se incluye en la mezcla.

Las distintas adiciones que se pueden incluir en el hormigón son:

- Puzolanas naturales
- Cenizas Volantes
- Escorias de alto horno
- Humo de sílice

Los aditivos, como los superplastificantes, se utilizan fundamentalmente para mejorar la trabajabilidad temporal del hormigón y permitir relaciones bajas de agua/cemento. En la figura 2 se muestra la cantidad aproximada de cada uno de los materiales que conforman el hormigón, pudiendo variar cada de estas en función de las necesidades mecánicas o de puesta en obra.

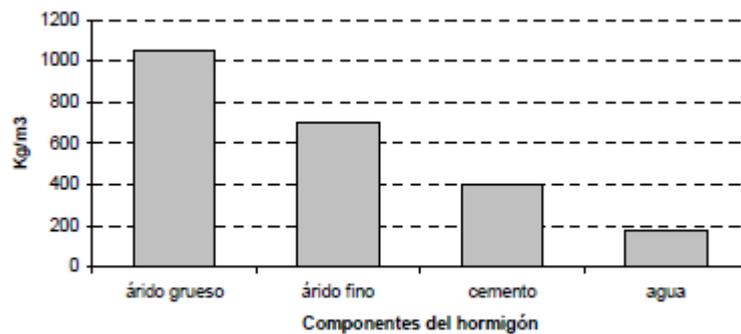


Figura. 1. Componentes del hormigón en peso. (Fuente: documento *HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO* de la universidad de Granada)

2.2. Propiedades mecánicas

El hormigón en masa se trata de un material pétreo que por si solo es capaz de resistir elevadas tensiones de compresión, existe una gran variedad que van desde los 30 N/mm² hasta los 140 N/mm² para hormigones de altas prestaciones. Por el contrario, pese a que obtiene grandes resistencias a compresión, su nula resistencia la tracción y a flexión supone una gran desventaja frente a su principal competidor como elemento principal de construcción como es el acero.

Una gran evolución respecto al hormigón en masa fue el hormigón armado, en esta ocasión se permitía que el hormigón fisurara hasta que alcanzara la barra de acero corrugado que haría de efecto pasador y aguantaría esfuerzos de tracción en ese punto. Por lo que supuso un avance importante respecto al hormigón sin armaduras, pero seguía siendo insuficiente puesto que las luces que permitía este material era significativamente inferiores respecto al acero. Es por ello que para elementos sometidos a compresión es el más utilizado puesto que el acero presenta frente a cargas elevadas sometidas a compresión cierto peligro de pandeo y fallo en la estructura.

Los modelos utilizados para el cálculo estructural son aproximados y obtenidos por métodos empíricos, lo cierto es que el hormigón presenta una cierta resistencia a la

tracción, pero se trata de un valor prácticamente nulo. Para proceder a realizar un cálculo a nivel seccional es necesario obtener el modelo tensión-deformación, que se corresponde con un modelo de aproximación lineal del comportamiento unidimensional del hormigón.

Los modelos utilizados asumen que siempre que las tensiones no superan un valor umbral el comportamiento del hormigón se puede considerar que se deforma de manera lineal. La hipótesis más empleada en el cálculo estructural es la de considerar el módulo de deformación longitudinal constante.

Existen otros modelos de comportamiento tenso-deformación no lineales que se obtienen a partir del módulo de deformación secantes como rama elástica. Bien es cierto que estos métodos no son aplicados en la práctica ya que presenta cierta dificultad en su cálculo.

Por último, para poder obtener la resistencia a compresión del hormigón para realizar cálculos estructurales, se procede debido a las características intrínsecas del material un coeficiente reductor del material para poder asegurar que debido a los diferentes factores que interactúan en el material se obtenga el suficiente margen de resistencia para tenerlos en cuenta.

2.3. Propiedades reológicas

a) Fluencia

La fluencia se define como la deformación adicional obtenido como consecuencia de aplicar una carga y mantenerla en el tiempo. Esto se traduce que a igualdad de carga aplicada las deformaciones aumentan, y por lo tanto se debe de tener en cuenta durante la vida útil de los puentes, ya que la gran cantidad de cargas a las que están sometidas son permanentes lo cual supone un importante factor a tener en cuenta.

Existen varios factores que intervienen en la fluencia del hormigón, en ellos se definen como los más importantes los siguientes:

- Humedad en el ambiente
- Dimensiones del elemento
- Composición del hormigón
- Edad del hormigón a la que se aplica la carga permanente
- Duración de la carga aplicada

b) Retracción

La retracción es un fenómeno que se produce en el hormigón y es inevitable que esto suceda, este fenómeno tiene su origen en el agua empleada en el amasado del hormigón. Como se ha comentado anteriormente es necesario introducir agua para realizar la mezcla del hormigón, esto no forma parte de la estructura cristalina del hormigón endurecido e inevitablemente saldrá y se evaporará. Durante este proceso el hormigón pierde humedad y se produce una disminución del volumen, lo que provoca que el hormigón se retraiga.

El fenómeno reológico de la retracción puede descomponerse en dos:

- Retracción de secado: se produce de una manera lenta y es producto de la migración del agua a través del hormigón endurecido.
- Retracción autógena: proceso que se produce durante el endurecimiento del hormigón y se desarrolla principalmente en los días posteriores al hormigonado. Este fenómeno es una función lineal de la resistencia del hormigón y adquiere especial importancia cuando un hormigón nuevo se vierte sobre un hormigón endurecido.

3. Acero de pretensado

3.1. Material de construcción

En el apartado anterior se ha comentado que el hormigón presenta una resistencia a la tracción muy baja, es por eso que es necesario la inclusión de acero para poder paliar este déficit. Como solución a estos problemas existen dos tipos:

- Acero para armadura pasiva: se trata como su propio nombre indica de un mecanismo en el cual el acero solo trabaja cuando el hormigón alcanza la tensión de tracción máxima, es en ese momento cuando las barras de acero corrugado intervienen para poder resistir ciertos esfuerzos de tracción. Es por esta razón del nombre de pasiva, ya que solo intervienen cuando el hormigón se ha fisurado.
- Acero para armadura activa: en esta ocasión se utilizan cables de acero de alto límite elástico y con gran capacidad de deformación, se trata de suplir las carencias de resistencia del hormigón introduciendo una carga de compresión mediante la predeformación del acero a tracción y solidarizarlo al hormigón. Con esto se consigue generar un estado de compresión en el hormigón consiguiendo que no supere nunca la resistencia a tracción del hormigón.

Para ello es necesario inicialmente realizar una serie de definiciones con la finalidad de poder entender este tipo de armadura y su composición:

- Alambre: corresponde con un producto de sección maciza, que procede de un estirado en frío o trefilado de alambón que normalmente se suministra en rollo.
- Barra: Producto de sección maciza que se suministra en barras.
- Cordón: formado por varios alambre arrollados helicoidalmente.

Los diámetros de los alambres en este tipo de materiales están normalizados y siguen la siguiente secuencia: 3-4-5-6-7-7.5-8-9.4-10 milímetros, están constituidos por acero de alto porcentaje en carbono, en torno a 0.7 a 0.85 %.

Al existir una normalización de estos diámetros es mucho más sencillo caracterizar y obtener datos concisos para tener en cuenta durante el cálculo y comportamiento del material.

Clase	Designación del acero	Valores nominales			Valores especificados					
		Diámetro mm	Resistencia a la tracción MPa	Masa ¹⁾	Sección transversal recta mm ²	Tolerancia del área de la sección transversal recta ²⁾ mm ²	Valor característico mínimo de la carga de rotura kN	Carga máxima de rotura kN	Valor característico del límite elástico al 0.1% ³⁾ kN	Valor característico del límite elástico al 0.2% ⁴⁾ kN
A	Y 1770 S2 ⁵⁾	5.6	1770	96.7	12.3	± 0.25	21.8	25.5	18.5	19.2
	Y 1770 S2 ⁵⁾	6.0	1770	111	14.1	± 0.28	25.0	29.3	21.3	22
	Y 1960 S3 ⁵⁾	5.2	1960	107	13.6	± 0.27	26.7	31.2	22.7	23.5
	Y 1880 S3 ⁵⁾	6.5	1880	166	21.1	± 0.43	39.2	45.9	33.3	34.3
	Y 1880 S3 ⁵⁾	6.8	1880	184	23.4	± 0.47	43.5	50.9	37.0	38.3
	Y 1880 S3 ⁵⁾	7.5	1880	227	29.0	± 0.58	54.0	63.2	45.9	47.5
	Y 1880 S7	9.3	1880	408	52	± 1.04	96.7	113	82.2	85.1
	Y 1880 S7	13.0	1880	785	100	± 2.00	186	218	158	164
B	Y 1770 S7	16.0	1770	1176	150	± 3.00	265	310	225	233
	Y 2060 S3 ⁵⁾	5.2	2060	107	13.6	± 0.27	26.0	32.8	23.8	24.6
	Y 1880 S7	15.2	1880	1101	140	± 2.80	260	304	221	229
	Y 1880 S7	16.0	1880	1176	150	± 3.00	279	326	237	246

Figura. 2. Tabla de cordones de acero para pretensar Acercam. (Fuente: www.aceroscampollano.com)

En la figura 2, se muestra una tabla con los aceros de pretensado de un catálogo del fabricante Acercam, en ella se puede observar cómo se describen todas y cada una de las características como son:

- Diámetro
- Resistencia a la tracción
- Sección transversal
- Numero de alambres

3.2. Propiedades mecánicas

El diagrama característico de tensión-deformación para la armadura activa suele ser suministrado por el fabrica, aunque según las normativas actuales puede considerarse lo siguiente:

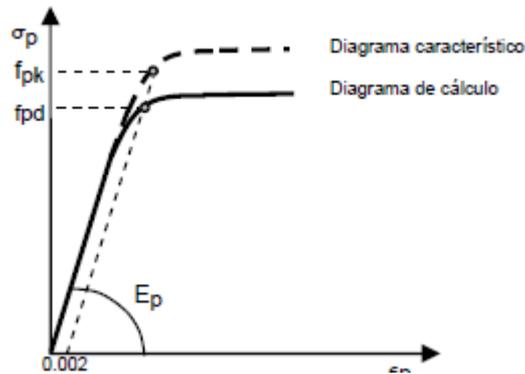


Figura. 3. Diagrama tensión-deformación para armaduras activas. (Fuente: documento HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO de la universidad de Granada)

El módulo de elasticidad o de deformación longitudinal adopta varios valores en función de si son alambres y barras (E_p : 200000 MPa) y para cordones (E_p : 190000 MPa).

En el anterior gráfico se muestran dos valores característicos de resistencia del acero, el término $f_{p,k}$ corresponde con la resistencia a tracción para una determinada ϵ_{uk} que corresponde con la deformación en rotura, mientras que el término de resistencia $f_{p0,1k}$ corresponde con la tensión que se produce para una deformación remanente del 0.1%.

A continuación, se resumen en la siguiente figura los valores característicos para los cordones utilizados en la figura 2.

Propiedad	Especificación
Módulo elástico	195 kN/mm ² ± 7%
Mínimo alargamiento bajo carga máxima (A_{gt}) $L_0 \geq 500$ mm	3.5%
Estricción a la rotura	Visible a simple vista
Relajación máxima a 1000 h ¹⁾	
Al 60%	1.5%
Al 70%	2.5%
Al 80%	4.5%
Fatiga	
Cordones lisos	190 N/mm ²
Cordones grafilados	170 N/mm ²
Tracción desviada aplicable a cordones de 7 alambres de diámetro nominal del cordón ≥ 13 mm	$D_{m\acute{a}x} = 28\%$
Corrosión bajo tensión	
Valor mínimo individual	1.5 h
Valor mínimo de la media de los ensayos	4 h
1) El valor de la relajación es el obtenido empleando una carga inicial igual al 60%, 70% u 80% de la carga de rotura real, medida en probeta contigua.	

Figura. 4. Tabla de características del acero para pretensar Acercam. (Fuente: www.aceroscampollano.com)

3.3. Efecto a largo plazo en el acero a tracción.

Tal y como pasa en el hormigón en el acero también se producen fenómenos que modifican las características de este, en el acero se produce un proceso de relajación debido a la pérdida de tensión bajo deformación constante. Este proceso se produce debido a que el cable al estar a tracción durante toda la vida útil de la estructura se produce un aumento de deformación bajo la misma carga aplicada, lo que se traduce en una disminución de la tensión en el acero.

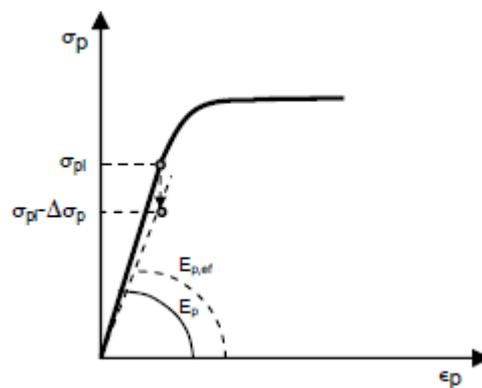


Figura. 5. Relajación del acero de las armaduras activas. (Fuente: documento HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO de la universidad de Granada)

En la figura 5 se muestra cómo se produce una variación del módulo de deformación longitudinal E_p , obteniendo un nuevo valor denominado $E_{p,ef}$ que se pueden obtener a partir de la relajación.

Esto se puede deducir a partir de la siguiente expresión:

$$\log(\rho) = \log\left(\frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{pi}}\right) = K_1 + K_2 * \log(t)$$

En la expresión anterior, se define como el valor de $\Delta\sigma_p$ como la pérdida de tensión por relajación y K_1 y K_2 son coeficientes que dependen del tipo de acero y de la tensión inicial.

Por último, tal y como se puede suponer, realizando una conversión a escala logarítmica se obtiene una recta y se pueden deducir los valores de relajación que se producen en el cable.

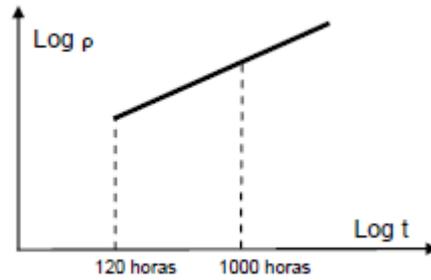


Figura. 6. Relajación del acero en función del tiempo. (Fuente: documento *HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO* de la universidad de Granada)

4. Hormigón pretensado

4.1. Definición de pretensado

El pretensado se puede definir como “una técnica general que consiste en la creación de tensiones internas en una estructura para mejorar su comportamiento frente a las acciones externas”

El pretensado, por consiguiente, no es una técnica que se aplica exclusivamente a las estructuras de hormigón, sino una idea muy antigua que tiene numerosas aplicaciones fuera del ámbito de construcción.

4.2. Pretensado aplicado al hormigón

La aplicación de la idea de pretensado al hormigón se hace evidente porque el hormigón es un material que resiste bien las compresiones, pero su resistencia a tracción es muy débil. Si se comprime adecuadamente al hormigón de forma permanente, cuando actúen las acciones exteriores, el hormigón variará su compresión sin traccionarse.

Por último, dentro del hormigón convencional está el hormigón pretensado que consiste en un elemento de hormigón al cual se le introducen cables que están puestos en tracción para que una vez consolidados con el hormigón generen compresiones para poder precomprimir el hormigón antes de introducirle cargas que supongan posibles tracciones de las fibras inferiores.

El hormigón pretensado tardó mucho en desarrollarse debido a que en un principio no existía acero de alto límite elástico, lo cual no permitía introducir tensiones de compresión elevadas en el hormigón y por lo tanto no compensaba con las tracciones que generaban las cargas aplicadas. En la figura 7 se muestra cómo se resuelve el estado tensional mediante el mecanismo del pretensado.

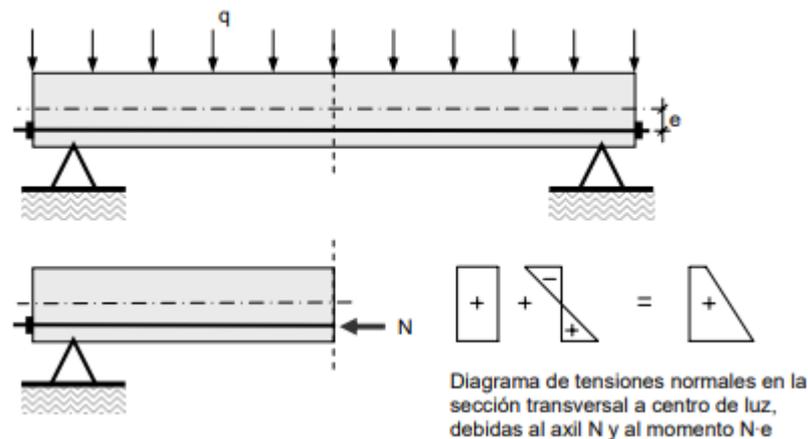


Figura. 7. Esquema de tensiones en un elemento pretensado. (Fuente: documento *HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO* de la universidad de Granada).

Como se puede observar en la figura 7, cuando se tiene un elemento pretensado se aplica un axil que produce sobre el hormigón un estado de compresión total en la pieza después de la colocación del cable puesto en tensión. Esto lo que favorece es que al aplicar una carga que genera flexión en el hormigón, pase de estar en un estado de flexotracción a un estado de flexocompresión en la pieza.

Con este estado en el hormigón pues se consigue eliminar el principal problema que presentan las vigas de hormigón armado, puesto que evita que se produzcan tracciones en el mismo y por lo tanto trabajar únicamente en un estado de compresión. Gracias a este material se consigue que en los puentes se hayan podido alcanzar luces considerablemente mayores y evitar las elevadas deformaciones que se producían en vigas de hormigón armado.

El pretensado no favorece solamente el estado de compresión total en la pieza, si no que se consigue evitar que en los estados límite de servicio se produzcan fisuras en la sección más desfavorable, consiguiendo una mayor oposición a la entrada de factores medioambientales que puedan poder en riesgo la vida útil de la estructura.

4.3. Tipos de pretensado

Para llevar a cabo el pretensado del hormigón se necesita un elemento tensor que produzca sobre el elemento tensado los esfuerzos de compresión deseados. Este elemento tensor está constituido por las armaduras activas de la pieza que quedará traccionadas permanentemente a la vez que comprimen el hormigón.

Existen diferentes tipos de pretensado según la situación de la armadura activa respecto a la pieza, el instante de la puesta en tensión de las armaduras respecto al hormigonado de la pieza, y las condiciones de adherencia de las armaduras activas:

Dependiendo de si el elemento tensor se encuentra en el interior o exterior de la pieza se denominará pretensado interior o exterior.

En el momento en el que se procede a realizar la puesta en tensión de las armaduras activas respecto al hormigonado de la pieza puede ser:

- Con armaduras pretesas: las armaduras se tensan antes de hormigonar la pieza.
- Con armadura postesas: las armaduras se tensan después del hormigón endurecido.

Para la primera de ellas es necesario realizarlas en un banco de tesado para poder poner en tensión las armaduras. La armadura se fija mediante un anclaje a un extremo y desde el otro se aplica el esfuerzo de tracción. Posteriormente se hormigona la pieza y, una vez el hormigón ha alcanzado resistencia suficiente se liberan los anclajes de la bancada.

En el caso del hormigón postesa, caso que se va a tratar en este trabajo, es necesario que éstas no queden adheridas al hormigón antes de su puesta en tensión. Para ello se colocan unos conductos o vainas que, con el trazado conveniente, atraviesan la estructura. Una vez el hormigón ha alcanzado suficiente resistencia, las armaduras activas se enfilan dentro de sus vainas. En los extremos de la pieza se disponen unas placas de anclaje para la armadura activa, de forma que, mediante un gato hidráulico, se tracciona la armadura apoyándose en el hormigón. Cuando el esfuerzo es adecuado, se enclavan las cuñas del anclaje desde donde actuaba el gato y el cable queda traccionado, comprimiendo al hormigón.

Una vez se ha realizado este proceso se rellena el interior de la vaina expulsando el aire interno mediante un producto que proteja de la corrosión. Si este producto es a base de una lechada de cemento adherente. El pretensado se denomina con armaduras postesas adherentes y si no es adherentes pretensado con armaduras postesas no adherentes.

4.4. Ventajas del hormigón pretensado

De la propia idea de pretensado se deducen las ventajas que supone su aplicación en las estructuras de hormigón. A continuación, se comentan las ventajas que supone realizar las estructuras con este tipo de materiales.

- El hormigón pretensado puede eliminar las tracciones en el hormigón. Con ello se consigue que bajo las cargas de servicio el hormigón no fisure. Por consiguiente, el hormigón pretensado permite una mayor impermeabilidad, y, por otra parte, una mayor protección de las armaduras que no quedan expuestas a través de la fisuración, a los agentes atmosféricos.
- El comportamiento de la estructura bajo las cargas de servicio es prácticamente elástico al no producirse fisuración hasta un nivel alto de carga. Y, aunque se produzca fisuración por la actuación de una carga excepcional, las fisuras se vuelven a cerrar cuando esta deja de actuar.
- La no fisuración de la estructura pretensada bajo cargas de servicio, lo que significa que toda la sección de hormigón trabaja mecánicamente, se traduce en una mayor rigidez que si la estructura fuera armada y, en consiguiente se tiene una menor deformabilidad.
- Con el pretensado se elimina el peso muerto que significa la zona fisurada en una estructura de hormigón armado. Esto es muy importante en construcciones donde el peso es la carga predominante frente a los demás tipos de carga, como sucede en puentes de grandes luces.
- El efecto de introducir tensiones internas a la estructura antes de su puesta en servicio hace posible la generación de contraflechas de forma muy sencilla.
- Las tensiones producidas en la estructura en el instante de tesado constituyen una prueba inicial de cargas ya que se alcanzan tanto en el hormigón como en la armadura activa, valores incluso más altos de los que soporta la estructura en servicio
- Las cargas de servicio que tengan carácter alternativo no producen cambio de signo en las tensiones de los materiales, lo que representa un mejor comportamiento a la fatiga
- El hormigón presentado abre grandes posibilidades en la ejecución de las estructuras como son: prefabricación, construcción por voladizos sucesivos, haciendo posibles soluciones estructurales que de otra forma son inviables.

5. Puentes de hormigón pretensados

5.1. Introducción

En la actualidad existen una gran cantidad de puentes existentes en la red de carreteras y ferrocarril en España. Una gran cantidad de estas estructuras se realizó en la época de expansión, esta época se sitúa en los años 80, lo cual indica que los puentes españoles llevan ya una gran cantidad de tiempo prestando servicio a los usuarios.

Es importante pues realizar un estudio de evaluación de estas estructuras en uso, ya que a lo largo del tiempo las condiciones, las cargas y sobre todo los efectos diferidos han modificado los comportamientos en este tipo de estructuras. El seguimiento en este tipo de estructuras es muy importante y sobre todo poder obtener el estado tensional del puente, por esta razón existe una rama dedicada a la investigación de métodos de evaluación de puentes intentando evitar que se produzcan daños en la estructura.

Para poder observar la importancia de este tipo de ensayos y de obtener realmente el estado tensional de los puentes se van a presentar dos puentes que colapsaron recientemente debido probablemente a no saber el estado tensional del puente y poder haber realizado medidas de mantenimiento y reparación con la finalidad de poder evitar el colapso de este.

Desde el año 2000 se han contabilizado un total de 115 colapsos de puentes en todo el mundo, y un 20 % se han producido en los últimos dos años, lo cual hace indicar que se trata de un problema actual y es debido al paso del tiempo desde su construcción y puesta en servicio. Bien es cierto que algunos de ellos se han producido por eventos extraordinarios como son: terremotos, deslizamiento de tierra, asientos diferenciales de las pilas, etc. Pero, por otro lado, existen unos tantos que se han producido durante la etapa de servicio.

A continuación, se va a describir dos eventos que se han producido recientemente, uno de ellos el caso sonado del puente Morandi en Génova y otro mucho más reciente como el del Viaducto de Castro que forma parte de la A-6 ubicada a la entrada de Galicia.

5.2. Puente Morandi

Tal y como se ha comentado anteriormente, el puente Morandi es un puente ubicado en Génova, Italia, más concretamente salva el río Polcevera, se trata de un caso muy sonado

recientemente debido a que durante el colapso de la estructura se encontraba en servicio y produjo la muerte de un total de 43 personas y un daño económico de grandes dimensiones. La previsión de vida útil del puente era de 100 años. Su construcción data del año 1967 y el colapso del puente se produjo el 14 de agosto de 2018, sucediendo a los 51 años.



Figura. 8: Puente Morandi antes del colapso, Genova, Italia. (Fuente: www.wikimedia.org)

a) Datos técnicos

- Longitud total del puente: 1102 metros
- Altura media sobre el río: 56 metros
- N° de vanos: 11
- Luz máxima entre vanos: 208 metros
- N° de pilas: 12
- Ancho total del tablero: 18 metros

El colapso se produjo en uno de los tres vanos principales, consistentes en los tramos atirantados del viaducto. Estos tramos se construyeron mediante un sistema equilibrado,

en el que cada vano, de casi 210 metros de luz, vuela un total de 87 metros por ambos lados del eje de las pilas, sostenidas en sus extremos por un doble sistema de tirantes de acero pretensado, cuyo anclaje se sitúa en la cabeza de las pilas.

Este sistema es un claro ejemplo de la primera generación de puentes atirantados, en el cual los puentes contaban con un único tirante por pila que actúa como un apoyo intermedio fijo.

b) Motivos del colapso

En cuanto al principal motivo del colapso del puente, se centra en que fue la pérdida de uno de los tirantes a causa de la corrosión el que comenzó a reducir la sección transversal del mismo hasta que esta sección fue tan pequeña que a igualdad de esfuerzos aumentó la tensión en el cable hasta que finalmente se produjo la rotura del cable.



Figura. 9. Detalle de los tendones de hormigón pretensado corroidos. (Fuente: ATP)

Los materiales empleados durante la ejecución del puente como son: hormigón armado y pretensado y tirantes pretensados, al contener todos ellos elementos de acero son altamente sensibles a la corrosión. Esto ligado a que el puente se ubica cerca de un entorno con posibles ataques por cloruro marino y sujeto a los diferentes factores atmosféricos propició que se produjera el colapso de la estructura.

5.3. Viaducto de Castro

El Viaducto de Castro se trata de un viaducto ubicado en el municipio leonés de Vega de Valcarce, ubicado a las puertas de la provincia de Lugo. Este colapso se produjo relativamente hace poco, concretamente el 7 de junio de 2022 se produjo el colapso de uno de los vanos del viaducto y solo 10 días después se produjo el desplome de un segundo vano. Por suerte no se tuvo que lamentar víctimas ya que el puente fue cerrado al tráfico en julio de 2021.



Figura. 10. Viaducto de Castro carretera A-6, Vega de Valcarce, España. (Fuente: www.elprogreso.es)

a) Datos Técnicos

- Longitud total del puente: 585 metros
- Altura media sobre el río: 47 metros
- Nº de vanos: 13
- Luz máxima entre vanos: 45 metros
- Nº de pilas: 14
- Ancho total del tablero: 13.2 metros

El primer colapso del puente se produjo en el primer vano, la tipología del puente es tipo viga biapoyada realizada mediante dovelas prefabricadas y posteriormente postesadas para unir las entre sí. El sistema constructivo se realizó mediante montaje vano a vano con cimbra autolanzable.

Es importante destacar que esta metodología constructiva ha sido utilizada recientemente para la construcción de la mayoría de los puentes de luces relativamente grandes para hormigón pretensado. Por lo que es interesante observar esta tipología de puentes cómo se comporta.

b) Motivos del colapso.

El principal motivo del colapso del puente es debido a la corrosión de las armaduras que cosían las distintas dovelas, tal y como se pudo identificar en las revisiones periódicas que se han realizado en el mismo, en el cual se observó que era necesario realizar labores de mantenimiento y reparación de estas, de ahí que el viaducto llevara cerrado casi un año antes del derrumbe.

En un primer momento se realizaron las tareas de mantenimiento ya que se iban a reponer cuatro de los ocho cables que unían las dovelas en cada tramo.



Figura. 11. Viaducto de O Castro en la A-6 tras el segundo derrumbe, Vega de Valcarce, España. (Fuente: www.elpais.com)

Existen medios que afirman que el fallo es producido principalmente por la capa impermeabilizadora del tablero, el cual deja pasar el agua y ha favorecido los procesos de corrosión.

6. Conclusión

Tal y como se ha podido comprobar durante el documento el hormigón pretensado es un material muy utilizado y óptimo para su utilización en vigas de puentes. Gracias al poder introducir esfuerzos de compresión en el hormigón antes de que actúen las distintas cargas sobre la estructura se consigue evitar la aparición de fisuras en el mismo.

Durante la época de construcción de las grandes carreteras españolas se construyeron una gran cantidad de puentes, la mayoría de los puentes se realizaron con hormigón pretensado el cual favorecía luces mayores y una durabilidad aparentemente mayor al hormigón armado o incluso al acero el cual había que realizar muchas labores de mantenimiento para conservar en buen estado la estructura.

Lo cierto es que en un principio se pensaba que los puentes realizados con hormigón pretensado no tendrían problemas serios en cuanto a factores externos, pero se ha podido comprobar que es no es así, esto es debido a que el conocimiento de la corrosión no está difundido en la medida en que sería necesario entre los ingenieros, ya que los documentos normativos son relativamente recientes con respecto a este tema.

Esto se debe a que la mayoría de los puentes de hormigón se construyeron en EE. UU entre 1940 y 1960, en Europa entre 1945 y 1970, en España y Portugal entre 1985-1995. El periodo estimado de iniciación de la corrosión es de aproximadamente 15 a 30 años y comienza a ser visible entre 25 y 40 años después de la construcción.

Por ello el puente de Morandi haya sido uno de los primeros en fallar por esto, pero existen otros factores que pueden acelerar este proceso de corrosión en los puentes y es por eso que es importante que tenga en cuenta el estado tensional del puente. Por ello durante los próximos anejos se quiere realizar un análisis mediante distintas normativas de un puente tipo viga de hormigón pretensado y prever con cada una de las normativas cual es el estado actual del puente, como veremos en los siguientes anejos.

7. Referencias

FIB (2016). Bulletin n° 80 “Partial factor methods for existing concrete structures”, Lausanne.

S. Rudolph (1969). "Survey on the Durability of Prestressed Concrete Structures". PCI Journal: 62–73.

"History of Prestressed Concrete in UK". Cambridge University. 2004.

Lin, T.Y.; Burns, Ned H. (1981). Design of Prestressed Concrete Structures (Third ed.). New York, US: John Wiley & Sons. ISBN 0-471-01898-8.

E. Hernández Montes, L. M. Gil Martín. (2007). Hormigón Armado y Pretensado. Granada.

Civil Today (2018). Advantages and disadvantages of prestressed concrete. [Advantages and Disadvantages of Prestressed Concrete - Civil Engineering \(civiltoday.com\)](https://www.civiltoday.com/advantages-and-disadvantages-of-prestressed-concrete-civil-engineering/). Accedido el 10 de febrero 2023.

Structural guide. (2020). Advantages of Prestressed Concrete. [Advantages of Prestressed Concrete - Structural Guide](https://www.structuralguide.com/advantages-of-prestressed-concrete/). Accedido el 10 de febrero de 2023

Comunicado de prensa del Ministerio de transportes, movilidad y agenda urbana. (2022). [Mitma presenta los informes provisionales sobre las causas del colapso del viaducto del Castro de la A-6 sentido A Coruña | Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana](https://www.mtma.es/comunicacion/mitma-presenta-los-informes-provisionales-sobre-las-causas-del-colapso-del-viaducto-del-castro-de-la-a-6-sentido-a-coru%C3%B1a). Accedido el 18 de febrero 2023.

The guardian. (2019). “What caused the Genoa bridge collapse – and the end of an Italian national myth?”. <https://www.theguardian.com/cities/2019/feb/26/what-caused-the-geoa-morandi-bridge-collapse-and-the-end-of-an-italian-national-myth>. Accedido el 20 de febrero de 2023.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

ANEJO III: Descripción de la estructura.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Índice

1. Objeto	2
2. Descripción general y proceso constructivo.....	2
3. Materiales	3
3.1. Hormigón.....	3
3.2. Acero para armaduras pasiva.....	3
3.3. Acero para armaduras activa.....	3
4. Geometría de la estructura.....	4
4.1. Tablero	6
a) Vigas.....	6
b) Losa	9
c) Capa de rodadura.....	9
d) Imposta y pretil.....	9
5. Acciones	9
5.1. Acciones permanentes	9
5.2. Acciones variables	10
5.3. Acciones totales actuantes	10
6. Conclusiones.....	11
7. Referencias	12

Índice figuras.

Figura. 1. Vista en alzado del puente, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano Alzado)	4
Figura. 2. Vista en planta del puente, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano planta).....	5
Figura. 3. Vista en 3D del puente. Sin escala. (Fuente: Plano 3D).....	5
Figura. 4. Sección transversal del tablero, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano de sección transversal)	6
Figura. 5. Sección transversal de las vigas. Sin escala. (Fuente: Sección transversal Viga)	7
Figura. 6. Esquema de Armado de las vigas. Cotas en metros. (Fuente: Esquema de armado viga).....	7
Figura. 7. Vista en planta del trazado de los cables. (Fuente: Plano Características de la viga)	8
Figura. 8. Vista en alzado del trazado de los cables. (Fuente: Plano Características de la viga)	8
Figura. 9. Vista en 3D del trazado de los cables. (Fuente: Plano Características de la viga)....	8
Figura. 10. Asignación del nombre identificativo a las vigas del tablero. (Fuente: Elaboración propia)	10

Índice tablas.

Tabla. 1. Áreas tributarias correspondientes a cada una de las vigas que conforman el tablero. (Fuente: Elaboración Propia)	10
Tabla. 2. Asignación de carga lineal a cada una de las vigas. (Fuente: Elaboración Propia) ..	11
Tabla. 3. Momento máximo actuante en cada una de las vigas. (Fuente: Elaboración Propia)	11

1. Objeto

El presente anejo tiene como objetivo presentar la estructura estudiada con el fin de proceder a obtener el estado tensional de la estructura y poder evaluar las distintas pérdidas de pretensado que se han producido a lo largo del tiempo del pretensado inicial. Para ello se procede a utilizar un puente tipo de 30 metros de luz cuyas características en cuanto a materiales, geometría y cargas de cálculo se han extraído de la Colección de Puentes de Vigas Pretensadas IIC, Obras de paso de Carretera presentados por el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo en el año 1986.

2. Descripción general y proceso constructivo.

La estructura de comprobación del estado actual del pretensado en las vigas se recoge en una colección de puentes de vigas pretensadas elaborada por el ministerio de obras públicas y urbanismo en el año 1986, en él se detalla el diseño de vigas para obras de paso.

En esta ocasión se han de considerar diferentes aspectos para poder comprender el funcionamiento de la estructura y su concepción de diseño.

Las estructuras recogidas están conformadas por tres elementos principales, las vigas prefabricadas que conforman el tablero de la estructura, realizadas con hormigón pretensado, las cuales se diseñan para dos fases de tesado. Una primera fase de tesado las cuales se tesan 4 cables para que soporte el peso propio de la viga y las distintas cargas de manipulación y puesta en su ubicación dentro de la estructura. La segunda fase de tesado en la que se introduce un cable más de pretensado (5 en total) y que se tesan una vez se ha completado el tablero, lo que permite la realización de estructuras más ligeras y de la mayor luz. Los otros dos elementos principales del puente son las pilas y los estribos que están realizadas con hormigón armado.

El puente está construido mediante vigas biapoyadas, en la que al tratarse de dos tramos el primero se realiza sobres estribo-pila y el segundo pila-estribo.

El terreno sobre el que se apoya se trata de un terreno de cimentación con una tensión admisible $\sigma_{adm} \geq 7 \text{ kp/cm}^2$ y ángulo de rozamiento 35° .

3. Materiales

Los distintos materiales empleados para la construcción del puente han sido:

- Hormigón: vigas pretensadas, Losa, vigas riostra del tablero, dinteles y fustes de pilas y zapatas de pilas, muros laterales, aletas y zapata de estribos
- Acero: para armaduras activas y pasivas

3.1. Hormigón

Cada uno de los distintos elementos se ha diseñado con diferentes hormigones, cabe destacar que los hormigones utilizados al tratarse del año 1986 no son de elevada resistencia, al contrario de los que estamos acostumbrados en la actualidad.

- Vigas pretensadas: Se realizarán con hormigón de resistencia característica mínima de 35 MPa.
- Losa, vigas riostras del tablero, dinteles y fustes de pilas: Se realizarán con hormigón de resistencia característica mínima de 25 MPa.
- Zapatas de pilas, muro frontal, muros laterales, aletas y zapata de estribo: Se realizarán con hormigón de resistencia característica mínima de 20 MPa.

Con los distintos hormigones que se han comentado anteriormente se tienen todos los hormigones empleados en la elaboración del puente.

3.2. Acero para armaduras pasiva

Todas las armaduras pasivas dispuestas en los distintos elementos del puente son del tipo:

- AEH – 400 N: Con módulo de elasticidad de 210000 GPa y límite elástico 400 MPa.

Lo que en la normativa actual se denominaría B 400 S

3.3. Acero para armaduras activa

Para el acero que conforma la armadura activa, se han considerado las siguientes características para el cálculo del trazado y dimensionamiento de los cables.

- Módulo de deformación longitudinal: E_p : 190000 MPa
- Relajación en ensayo a 120 horas, a 20° de temperatura y tensión equivalente al 70 % de la rotura: 1,35 %
- Relajación en ensayo a 1000 horas, a 20° de temperatura y tensión equivalente al 70 % de la rotura: 2 %

En cuanto a los cables que se han empleado como armadura activa presentan las siguientes características:

- Area neta del tendón: A_p : 11,84 cm²
- Carga de rotura garantizada: 1910 N/mm²
- Carga correspondiente al límite elástico característico: 1718 N/mm²

4. Geometría de la estructura.

A continuación, se muestran detalles de los distintos elementos que conforman el puente y sus detalles constructivos mostrando así las disposiciones de armado.

En cuestión se definen distintas vistas del puente en general, una vista en perspectiva, una vista en planta y otra en alzado, más adelante se presentarán los detalles del tablero y de las vigas que conforman el tablero. Todo esto puede verse con más detalle en los distintos planos ubicado en el Anejo Planos.

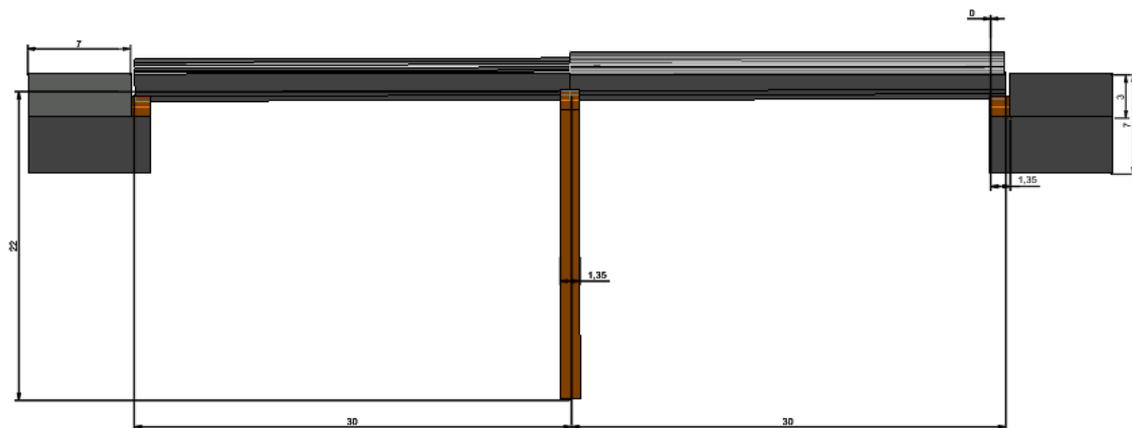


Figura. 1. Vista en alzado del puente, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano Alzado)

Como puede observarse en la figura 1, el puente consta de dos vanos apoyado en el arranque y final del puente sobre dos estribos de hormigón armado que se encuentran en una pila central que hace de sustentación y apoyo central. Las vigas que se emplean son

prefabricadas y se encuentran biapoyadas, por lo que el puente está formado por dos vigas isostáticas.

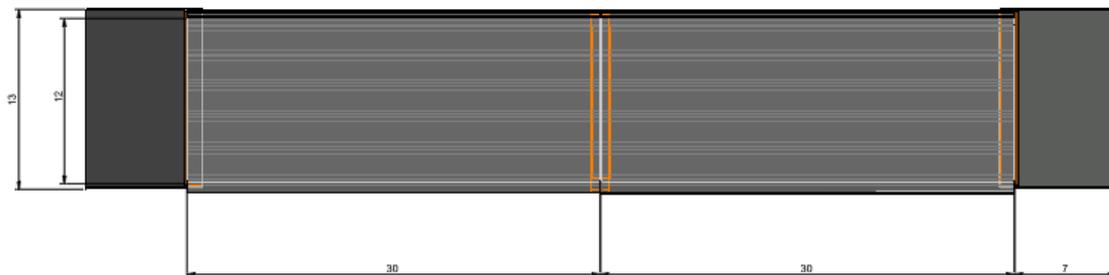


Figura. 2. Vista en planta del puente, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano planta)

En la figura 2 se muestra una vista en planta del puente, en el que se puede observar la anchura total del puente (13 metros) y de ancho de plataforma (12 metros). En cuanto a los estribos se observan que tienen una anchura similar al puente y que presentan una longitud de 7 metros.

Para tener una idea más general del puente, se muestra a continuación, en la figura 3, una vista en 3D del puente.

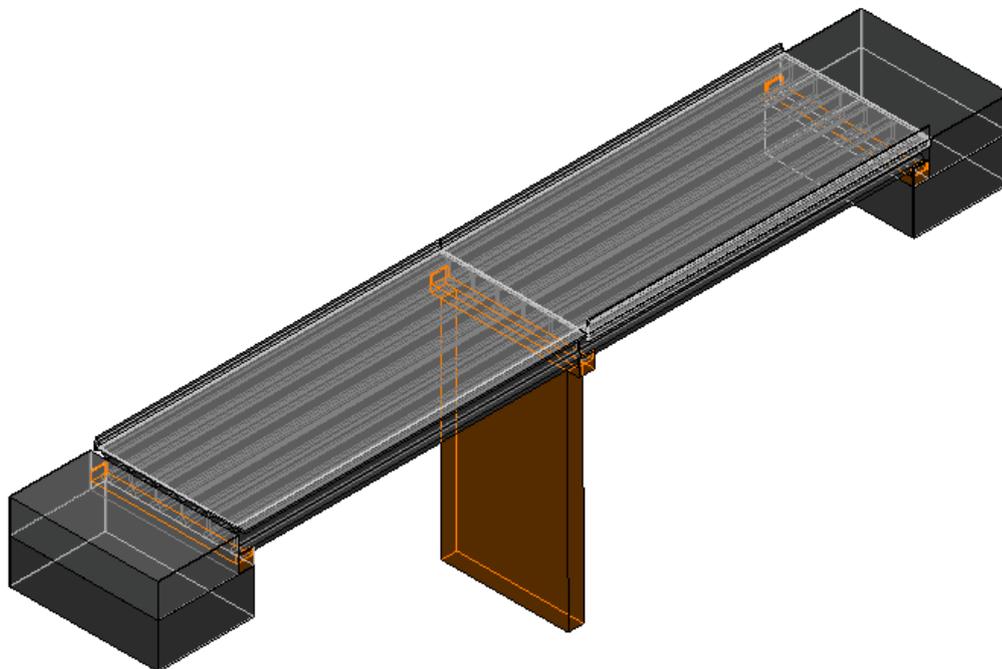


Figura. 3. Vista en 3D del puente. Sin escala. (Fuente: Plano 3D)

4.1. Tablero

El tablero como se ha comentado anteriormente está compuesto por 6 vigas de hormigón pretensado, una losa de hormigón armado, capa de rodadura, un pretil y una barrera lateral semirrígida.

La sección transversal se muestra en la figura 3 la anchura total de la capa de rodadura, que en este caso es de 12 metros. En cuanto al canto del tablero se tienen vigas de canto 2.1 metros.

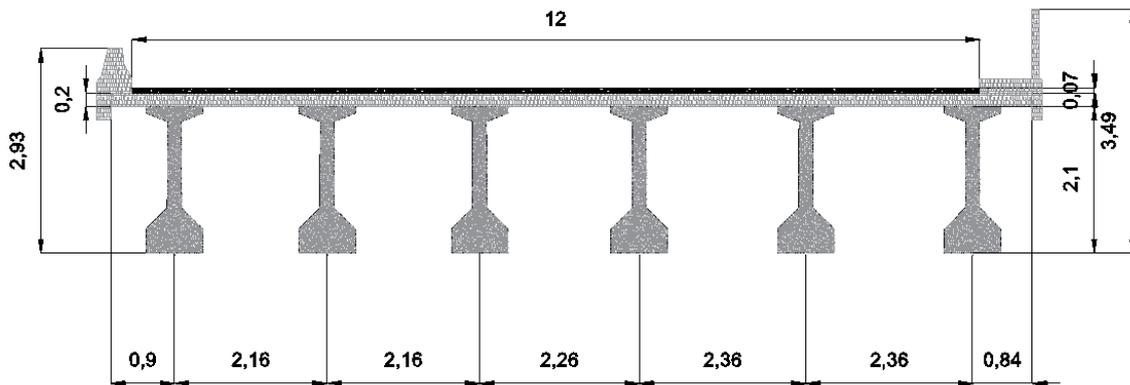


Figura. 4. Sección transversal del tablero, cotas en metros. Sin escala. (Fuente: Plano de sección transversal)

a) Vigas

En este apartado se procede a describir geoméricamente las vigas que conforman el tablero, se trata de vigas de hormigón pretensado con una resistencia característica de 35 MPa.

Se trata de vigas de 30 metros de longitud que se encuentran biapoyadas. El total de vigas por vano es de 6 dispuestas en paralelo. Se trata de vigas de sección doble T no simétricas de 0,8 metros de ancho y un canto de 2,1 metros.

Las vigas poseen $0,81 \text{ m}^2$ de área bruta e inercia sobre el eje fuerte de $1,206 \text{ m}^4$, lo cual proporciona a la viga una sección idónea para resistir momentos flectores.

En la figura 5 se puede observar todas las características geométricas de la viga y se resume en un cuadro ubicado en la parte derecha de la misma un resumen con todas ellas.

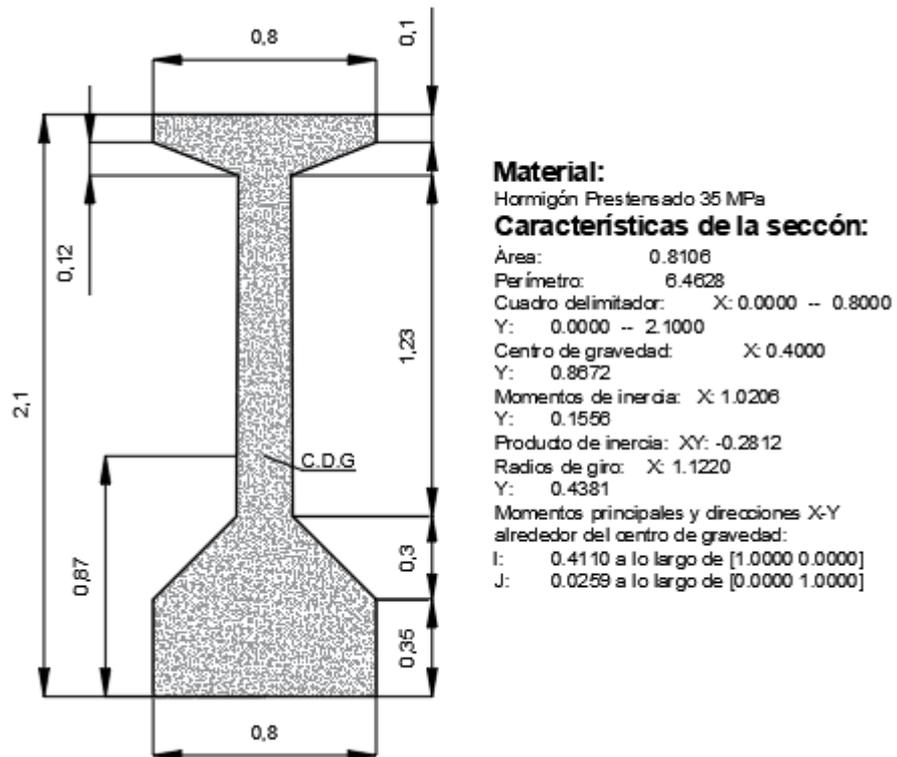


Figura. 5. Sección transversal de las vigas. Sin escala. (Fuente: Sección transversal Viga)

A continuación, se muestran las disposiciones de la armadura pasiva ubicada en la viga:

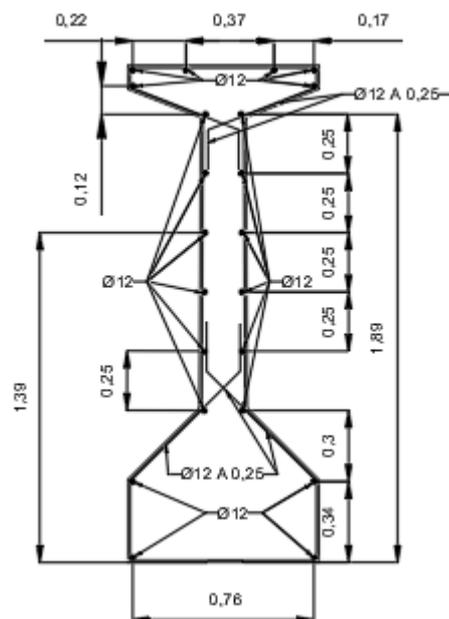


Figura. 6. Esquema de Armado de las vigas. Cotas en metros. (Fuente: Esquema de armado viga)

En cuanto al sistema de pretensado se tiene en la siguiente imagen los distintos trazados, tanto en planta como en alzado para las 6 vigas que conforman el tablero.



Figura 7. Vista en planta del trazado de los cables. (Fuente: Plano Características de la viga)

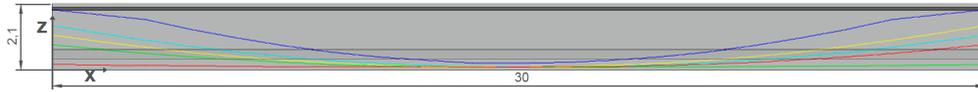


Figura 8. Vista en alzado del trazado de los cables. (Fuente: Plano Características de la viga)

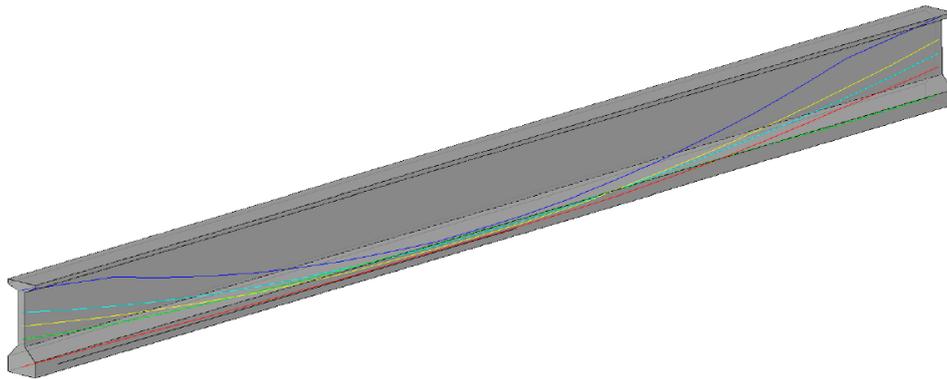


Figura 9. Vista en 3D del trazado de los cables. (Fuente: Plano Características de la viga)

Las coordenadas de los cables, puede visualizarse en el plano correspondiente a características de la viga.

Por último se presenta en la figura 10, las diferentes secciones que se dan a lo largo de la viga, puesto que en las zonas de apoyos se utilizan secciones macizadas en sección rectangular. Esto último se puede observar más detallado en el plano Secciones.

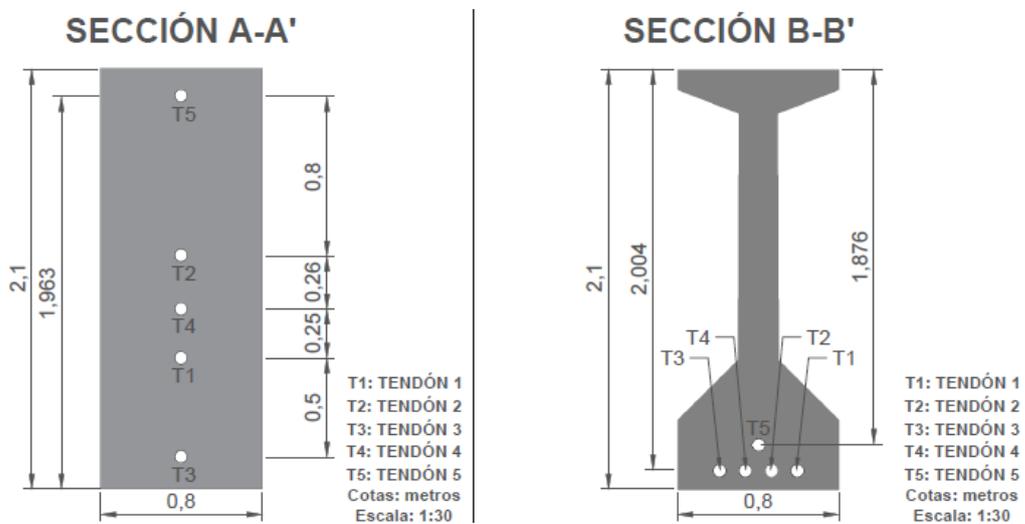


Figura 10. Característica geométrica y posicionamiento de cada tendón en las distintas secciones a lo largo de la viga. (Fuente: Elaboración propia).

b) Losa

La losa del tablero está realizada con hormigón armado de 25 MPa con una losa de sección rectangular, la losa posee un canto total de 20 centímetros tal y como se muestra en la siguiente figura, es importante destacar que, a efectos de cálculo y dimensionamiento, la losa no se considerará como un elemento resistente, si no como un elemento que distribuye las cargas sobre las vigas para poder obtener los esfuerzos actuantes en la estructura.

c) Capa de rodadura

La capa de rodadura utilizada en el puente está constituida por una mezcla bituminosa de 7 centímetros abarcando toda la anchura.

d) Imposta y pretil

Como elemento de seguridad frente a caídas se encuentran dos elementos ubicado a los extremos, por un lado se tiene la barrera semirrígida, la cual corresponde de con un ancho en la base de 50 centímetros y se encuentra anclada al elemento estructural, mientras que la barrera rígida se encuentra compuesta por elementos verticales discontinuos, unidos por una banda continua de doble onda, anclados en el extremo interior de una acera cuyo ancho total es de 1 metro, y en el extremo se dispone de una barandilla metálica.

5. Acciones

En cuanto a las acciones que actúan sobre la estructura, se han considerado las acciones permanentes únicamente, puesto que son las que son consideradas a efectos de cálculo para el cálculo de las pérdidas y dimensionamiento de la fuerza de pretensado en la estructura.

5.1. Acciones permanentes

En cuanto a las acciones permanentes que actúan sobre la estructura se encuentran lo siguiente:

Cargas debido al peso propio del elemento estructural

- Peso propio de la viga

Cargas muertas: dentro de las cargas muertas que actúan sobre las vigas pretensadas se encuentran:

- Peso de la Losa: carga en superficie
- Peso de la capa de rodadura: carga en superficie
- Peso de las barreras actuantes en los extremos: cargas lineales

5.2. Acciones variables

Las acciones variables que actúan sobre la estructura son:

- Sobrecarga de uso: carga en superficie
- Sobrecarga de uso en situación de frecuente corresponde con el 40% de la sobrecarga máxima total.

5.3. Acciones totales actuantes

A continuación, se muestra para cada una de las vigas las áreas tributarias asignadas para el cálculo de asignación de cargas con la finalidad de poder determinar cuál de ellas supone la más desfavorable y proceder a un estudio más en detalle de las pérdidas que se van a producir y de cómo se encontraría tanto en la actualidad como en el final de su vida útil. La asignación del nombre de las vigas corresponde con la secuencia de izquierda a derecha mostrada en la figura

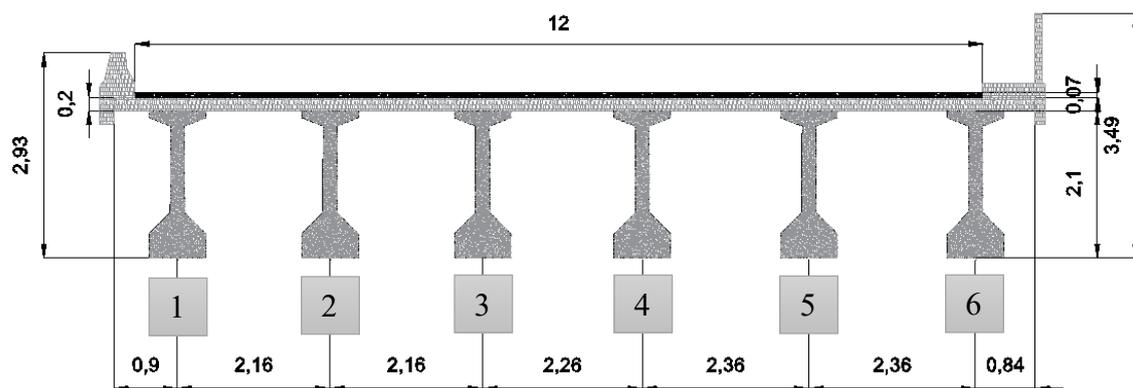


Figura. 11. Asignación del nombre identificativo a las vigas del tablero. (Fuente: Elaboración propia)

	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6
Área tributaria	1,98 m ²	2,16 m ²	2,21 m ²	2,31 m ²	2,36 m ²	2,02 m ²

Tabla. 1. Áreas tributarias correspondientes a cada una de las vigas que conforman el tablero. (Fuente: Elaboración Propia)

En cuanto a las cargas atribuibles a cada una de las vigas se resumen en la siguiente tabla con los resultados expresados en kiloNewtons por metro lineal de viga:

	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6
Ppviga	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25
Pplosa	9,41	10,26	10,50	10,97	11,21	9,60
Pppavimento	3,33	3,63	3,71	3,88	3,96	3,39
Ppbarrera	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	7,50
Pptotal	40,48	34,14	34,46	35,10	35,42	40,74
Su	7,92	8,64	8,84	9,24	9,44	8,08

Tabla. 2. Asignación de carga lineal a cada una de las vigas. (Fuente: Elaboración Propia)

Por lo tanto, la viga más solicitada frente a cargas permanentes es la correspondiente a la viga 6 por la solicitación de cargas permanentes, por último, se representa el momento flector máximo que correspondería a cada una de las vigas, tanto para las cargas permanentes como para la sobrecarga de uso empleando la siguiente expresión para cada una de las distintas vigas biapoyadas:

$$Mmax = q * \frac{l^2}{8} = q * \frac{30^2}{8}$$

Dando como resultado los siguientes valores de momento flector máximo correspondiente a la posición de 15 metros coincidiendo con el centro.

	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6
Ppviga	2278,13	2278,13	2278,13	2278,13	2278,13	2278,13
Pplosa	1058,06	1154,25	1180,97	1234,41	1261,13	1079,44
Pppavimento	374,22	408,24	417,69	436,59	446,04	381,78
Pp barrera	843,75	0,00	0,00	0,00	0,00	843,75
Pptotal	4554,16	3840,62	3876,78	3949,12	3985,29	4583,09
Su	891,00	972,00	994,50	1039,50	1062,00	909,00

Tabla. 3. Momento máximo actuante en cada una de las vigas. (Fuente: Elaboración Propia)

6. Conclusiones

Tal y como se ha podido comprobar durante el anejo, se ha podido describir la estructura para poder obtener los distintos esfuerzos actuantes en ella, con la finalidad de poder obtener que viga es la más desfavorable y la cual puede presentar una mayor pérdida de pretensado a lo largo de su vida útil debido a la mayor carga actuante sobre ella.

En los anejos siguientes se procederá a un cálculo en detalle de las diferentes pérdidas que se han producido a partir del momento de aplicación de la carga de pretensado y se procederá a compararla con las normativas de aplicación actual en España y en EE. UU.

7. Referencias

Ministerio de Obras Públicas y Transporte (1986). “Colección de puente de vigas pretensadas IIC”. Obras de paso de Carreteras.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

ANEJO IV: Evolución y descripción de las normativas

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Índice

1. Objeto	1
2. Evolución de las normativas en España	2
3. EP-77	5
3.1. Definiciones	5
3.2. Pérdidas	6
a) Pérdidas instantáneas totales	7
b) Pérdidas diferidas totales.....	9
c) Cálculo de los parámetros necesarios.....	11
4. EC2	14
4.1. Definiciones	14
4.2. Pérdidas	15
a) Pérdidas instantáneas totales	16
b) Pérdidas diferidas totales.....	18
c) Cálculo de los parámetros necesarios.....	20
5. AASHTO 2020	26
5.1. Definiciones	26
5.2. Pérdidas	26
a) Pérdidas instantáneas totales	27
b) Pérdidas diferidas totales.....	30
c) Cálculo de los parámetros necesarios.....	32
6. Conclusiones.....	34
7. Referencias	34

Índice figuras.

Figura. 1. Tabla 7.1 del EC2 en el que se muestran los requisitos por durabilidad. (Fuente: EC2)	15
Figura. 2. Valores de h_o y k_b para el cálculo por retracción EC2. Fuente: EC2)	21

1. Objeto

El presente anejo tiene como objetivo presentar las normativas seleccionadas para el cálculo de las pérdidas de pretensado con el objetivo de realizar el cálculo de la pérdida por cable. En el presente anejo también se dispone del cálculo de parámetros de los efectos diferidos del hormigón para las normativas seleccionadas.

2. Evolución de las normativas en España

El material predominante en la construcción en España a partir del año 1920 dio lugar a la necesidad de implementar una serie de normativas que legislara su uso y que diera ciertas pautas para el diseño de este tipo de estructuras. Todo esto se debe a que como bien es sabido el hormigón es un material heterogéneo, formado por distintos elementos que dependiendo de su cantidad se puede comportar de una manera u otra.

Debido a la complejidad de esto se concluyó que era necesario al menos proporcionar ciertas pautas para su diseño y ejecución.

La primera normativa de la que se tiene constancia es la H-39, fue aprobada por la orden 03 de febrero del Ministerio de Obras Públicas, siendo de obligatorio cumplimiento en todas las obras públicas definidas en la Ley General de Obras Públicas recogidas en el artículo del 13 de abril de 1877, a partir de los tres meses de su publicación.

Posteriormente en el año 1944, más concretamente el 20 de marzo, aparece una nueva normativa que modificaba a la anterior la H-39, primera instrucción de Proyectos y Obras de Hormigón, dejando un plazo de tres meses para su entrada en vigor.

En el año 1961, tras casi dos décadas sin modificar la normativa aparece a pesar de no ser un texto con rango legal, se presenta por parte del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y el Cemento, que editó la Instrucción H61 especial para estructuras de hormigón armado, que consistía en un documento más de sus Normas y Manuales. Debido a la alta fama de este instituto y su influencia en los proyectistas de la época tuvo una gran aceptación por los profesionales del sector.

El día 20 de septiembre del año 1968 el gobierno publica aprueba el Decreto 2987/1968 aprueba la instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. Este decreto presenta la peculiaridad de que ya se extiende a todas las obras y

proyectos que se realicen en España, por lo que ya no interviene únicamente en los diseños y dimensionamientos de obra pública. Al ser el ámbito de aplicación mucho mayor, se presenta un plazo de transición hasta su obligatoriedad de 2 años, dejando derogada así la normativa H-44. Se trata pues de la primera norma global que recoge todas las estructuras de hormigón y es en ese momento cuando se creó la Comisión Permanente del Hormigón, que desde entonces es la que se encarga de la revisión de las normativas.

En el año 1972, se aprueba la normativa EHPRE-72 denominada Instrucción para la fabricación y suministro de hormigón preparado y se extendió el ámbito de aplicación a todas las obras que empleen este hormigón en el territorio nacional, convirtiéndose en obligatoria en un plazo de 1 año desde su publicación, el cual no fue derogado hasta el año 1988.

En el año 1973 un nuevo decreto publicado el 19 de octubre sustituía la normativa en Vigo EH-68. Esta nueva EH-73 incluía unas disposiciones transitorias para proyectos ya aprobados por la Administración o visados por Colegios profesionales o en fase de ejecución.

En el año 1976, concretamente el 6 de febrero, mediante una nueva orden ministerial, se aprueba el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales, el PG-3/75. Consiste en el primer documento que especifica las pautas a determinar para el diseño de los Puentes.

En el año 1977 y en pleno auge del material en cuestión que abarca el presente trabajo, mediante el Real Decreto 1408/1977 publicado el 18 de febrero, aparece la primera normativa que nombra el hormigón pretensado, esta normativa se denominaba de la siguiente manera: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. Esta normativa en cuestión es la que se utilizó para el cálculo y dimensionamiento del puente de hormigón pretensado presentado en el trabajo y mediante el cual se realizará los cálculos en los siguientes anejos.

La EP-80 y la EH-80 fueron las siguientes normativas aprobadas por el Real Decreto 1789/1980, del 14 de abril y revisadas posteriormente por otro publicado el 18 de

diciembre. Posteriormente la normativa EH-82 introduce nuevos cambios en la normativa del hormigón en España con el Real Decreto 2252/1982 del 24 de julio.

La EH-88 aprobada en el Real Decreto 824/1988, del 15 de julio, aprueba una versión de la Instrucción, que introduce diversas modificaciones relacionadas con los áridos.

El PG-3 sale mediante la orden del 31 de julio de 1986, mediante el cual se aprueba la Instrucción de la Dirección General de Carreteras sobre sección de Firmes en Autovías, con dos nuevos artículos sobre hormigón:

- 516 hormigón compactado
- 517: Hormigón magro.

Esta orden circular sufre modificaciones mediante otra orden circular 31/1990 las cuales modifica el Artículo 550 Pavimentos de Hormigón.

En el año 1991 mediante el Real Decreto 28 de junio, modificó el texto de la EH-88, que entró en vigor dos meses después de su publicación, con las ya habituales disposiciones transitorias.

Otra nueva aprobación por Real Decreto 805/1993, derogó la EP-77, con las oportunas Disposiciones Transitorias. Las principales diferencias con respecto a la EH-91 tienen que ver con el ion cloro.

La primera EHE se aprueba mediante un Real Decreto 2661/1998 el 11 de diciembre y consiste en la primera normativa que engloba todas las posibles modalidades de uso del hormigón, en masa, armado y pretensado, derogando así las normativas EH-91, EH-88, EP-93 y el 1 de julio de ese mismo año entra en vigor.

En el año 2008, mediante el Real Decreto 1247/2008 el 18 de Julio, aprobó la instrucción sobre las que se asientan las normativas de aplicación que se tienen hoy en día, en el año 2013 se acepta como normativa de aplicación el Eurocódigo 2 mediante la norma UNE-EN 1992-2:2013 como normativa de europea.

En el año 2021, mediante el Real Decreto 470/2021 aprobado el 29 de junio de 2021 se deroga la normativa EHE-08 vigente en España y se aprueba el Código Estructural, que

no solo interviene en el ámbito de aplicación de estructuras de hormigón, sino que incluye las estructuras de acero y mixtas que se encuentra vigente en la actualidad.

Debido a que el Código Estructural en cuanto al apartado de hormigón se basa principalmente en el EC2 se procede a realizar el procedimiento de pérdidas de pretensado a partir de esta última normativa.

3. EP-77

3.1. Definiciones

Es importante destacar que, para el cálculo de las pérdidas de pretensado, se procede a nombrar y describir los procedimientos normativos aplicados en la normativa.

Esta normativa tiene por definición de hormigón pretensado lo mostrado en el artículo 2 de la E-77:

“Estructura o elemento de hormigón pretensado es aquel que se somete, antes de su puesta en servicio, a acciones de pretensado permanentes y creadas artificialmente, que se componen con las acciones directas o indirectas que pueden actuar, originando estados tensionales y de deformación compatibles con los límites establecidos.”

En esta normativa se diferencian dos tipos distintos de hormigón pretensado dependiendo del proceso seguido:

- Hormigón pretensado con armadura pretesa: *“se denomina de este modo cuando el hormigonado se efectúa después de haber tesado y anclado provisionalmente las armaduras sobre una base fija. Cuando el hormigón ha fraguado y adquirido la suficiente resistencia, se destesan las armaduras libreándolas de sus anclajes provisionales y, por adherencia, se transmite al hormigón la fuerza previa introducida en dichas armaduras”*.
- Hormigón pretensado con armadura postesa: *“se denomina de este modo cuando se hormigona primero la pieza, disponiendo en ella conductos o vaina para alojar las armaduras activas, que se tesa y anclan cuando el hormigón ha adquirido la resistencia suficiente”*

Dependiendo del tipo de estructura de hormigón se pueden agruparse en tres clases diferentes según recoge el artículo 4:

- Clase I: Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización exigen ausencia de fisuración.
- Clase II: Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización permiten admitir un cierto riesgo de fisuración en determinadas condiciones.
- Clase III: Corresponde a los elementos cuyas condiciones de utilización permiten admitir una fisuración de amplitud controlada.

3.2. Pérdidas

En general las acciones debidas al pretensado en un elemento estructural se deducen de las fuerzas de pretensado de los tendones que constituyen su armadura activa, tracciones variables a lo largo de su trazado y en el transcurso del tiempo. Recogido en el artículo 39.1

En cada tendón, por medio del gato o elemento de tesado utilizado, se aplica una fuerza que, a la salida del anclaje, de lado del hormigón, toma el valor de P , denominada fuerza de tesado, en cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza ΔP_i y las pérdidas diferidas de fuerza ΔP_{dif} .

Por la tanto se tiene que el valor característico de la fuerza de pretensado a final constará de la siguiente formulación para el cálculo de esta tal y como viene indicado en el artículo 39.3:

$$P_k = P_o - \Delta P_i - \Delta P_{dif}$$

Siendo:

- ΔP_i : Pérdidas de fuerza, debidas al rozamiento, penetración de cuñas y acortamiento elástico del hormigón. Estas perdidas varían con la situación de la sección considerada.
- ΔP_{dif} : pérdidas diferidas de fuerza, debidas a la relajación del acero, y retracción y fluencia del hormigón. Estas pérdidas varían en cada sección con el tiempo, dependiendo de la fase de construcción o de servicio.

a) Pérdidas instantáneas totales

Las pérdidas instantáneas de fuerza vienen definidas en el artículo 39.3 de la EP-77 y son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas; dependen de las características del elemento estructural en estudio. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3$$

Donde:

- ΔP_1 : Corresponden a las pérdidas de fuerza por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado, hasta la sección de estudio.
- ΔP_2 : Corresponde a las pérdidas de fuerza, por penetración de cuñas, en la sección de estudio.
- ΔP_3 : Corresponden a las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón, en la sección de estudio.

Pérdidas instantáneas por rozamiento.

Las pérdidas teóricas de fuerza, por rozamiento entre las armaduras y las vainas o conductos de pretensado, dependen de la variación angular, del trazado del tendón entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en tal sección; de la distancia x entre estas dos secciones; el coeficiente μ de rozamiento en curva y el coeficiente K de rozamiento en recta o rozamiento parásito. Estas fuerzas se valorarán a partir de la fuerza de tesado, tal y como se describe en el artículo 39.4.1

Estas pérdidas pueden evaluarse en cada sección a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta P_1 = P_0 * [1 - e^{-(\mu*\alpha + K*x)}]$$

Donde:

- μ : coeficiente de rozamiento en curva, definido en el proyecto con el valor de 0.21
- K : coeficiente parásito, por metro lineal, definido en el proyecto con el valor de 0.00126
- x : distancia en metros desde el anclaje activo.
- α : suma de los valores absolutos de las variaciones angulares, medidas en radianes, que describe el tendón en la distancia x .

Por lo que con la expresión anterior ya se puede proceder al cálculo de las pérdidas por rozamiento.

Pérdidas instantáneas por penetración de cuñas.

En el artículo 39.4.2, se define el procedimiento de cálculo de las pérdidas por penetración de cuñas tal y como se comenta a continuación.

En alambres correspondientes a armaduras pretensas o en tendones rectos postesos de corta longitud, las pérdidas por penetración de cuñas ΔP_2 , puede deducirse mediante la expresión:

$$\Delta P_2 = \frac{a}{l} * E_p * A_p$$

Donde:

- a: penetración de la cuña, dado por el proyecto que es de 4 mm.
- l: Longitud total del alambre o tendón recto.
- E_p : módulo de elasticidad de la armadura activa.
- A_p : sección de la armadura activa.

Pérdidas instantáneas por Acortamiento elástico.

En el artículo 39.4.3 se recoge que en el caso de armaduras postesas constituidas por varios tendones que se van tesando sucesivamente, al tesar cada tendón se produce un nuevo acortamiento elástico del hormigón que descarga, en la parte proporcional a este acortamiento, a los anteriores anclados.

Para el caso genérico asumiendo que todos los tendones adquieren una deformación media del hormigón se deduce la siguiente expresión:

$$\Delta P_3 = \sigma_{cp} * \frac{n - 1}{2n} * A_p * \frac{E_p}{E_{cj}}$$

Donde:

- A_p : sección total de la armadura activa
- σ_{cp} : tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producidas por la fuerza $P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2$

- E_p : módulo de elasticidad del hormigón.
- E_{cj} : módulo de elasticidad instantánea del hormigón para la edad j correspondiente al momento de la puesta en cara de las armaduras activas.

b) Pérdidas diferidas totales

En el artículo 39.5 se describe como las pérdidas totales diferidas, a las pérdidas que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben, esencialmente, al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia, y a la relajación del acero de tales armaduras.

Su expresión es:

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{4f} + \Delta P_{5f} + \Delta P_{6f}$$

Donde

- ΔP_{4f} : pérdidas debidas a la retracción del hormigón
- ΔP_{5f} : pérdidas debido a la fluencia del hormigón
- ΔP_{6f} : pérdidas debido a la relajación del acero

Pérdidas diferidas por retracción y fluencia del hormigón

En el artículo 39.5.1 de la instrucción EP-77 se recoge el procedimiento de cálculo para para las pérdidas por fluencia y retracción del hormigón, el presente anejo indica inicialmente el procedimiento de cálculo para el fenómeno de retracción y posteriormente el fenómeno de fluencia del hormigón.

En el artículo nombrado se establece lo siguiente:

“Siempre que no se realice un estudio más detallado de los efectos conjuntos de la retracción y de la fluencia sobre el valor de la fuerza de pretensado, se admite valorar las pérdidas finales de fuerza, de forma independiente para cada una de estas dos causas”

Para el efecto de retracción por tanto se muestra la expresión siguiente:

$$\Delta P_{4f} = \varepsilon_{rf} * E_p * A_p$$

Donde:

- ε_{rf} : valor final de la retracción del hormigón a partir de la introducción del pretensado, valor que viene recogido en el artículo 35.8 de la misma normativa
- E_p : Módulo de elasticidad del acero de pretensado
- A_p : Área neta de acero

En cuanto a la fluencia siempre que se trate de tendones adherentes se puede calcular de la siguiente manera:

$$\Delta P_{5f} = \varphi_{rf} * \sigma_{cgp} * \frac{E_p}{E_c} * A_p$$

Donde:

- φ_{rf} : valor final del coeficiente de fluencia obtenido a partir de lo indicado en el artículo 35.9. En la que en su evaluación se tendrá en cuenta la edad j del hormigón a partir de la introducción del pretensado.
- σ_{cgp} : Tensión en el hormigón, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por el valor característica inicial de la fuerza de pretensado P_{ki} y la totalidad de las cargas permanentes.
- E_p : módulo de elasticidad del acero de las armaduras activas
- E_c : módulo de deformación longitudinal secante del hormigón a los 28 días de edad
- A_p : sección total de las armaduras activas

Pérdidas diferidas por relajación del acero.

Para el cálculo de las pérdidas por relajación del acero se introduce el procedimiento en el artículo 39.5.2, por el cual se nombra lo siguiente:

“Para tener en cuenta los efectos reductores de la relajación derivados de la reducción de la tensión en las armaduras activas a causa de la retracción y la fluencia del hormigón, puede considerarse que el valor final ΔP_{6f} de la pérdida por relajación, se deduce según la siguiente expresión”.

$$\Delta P_{6f} = \rho_f * [P_{ki} - 2 * (\Delta P_{4f} + \Delta P_{5f})]$$

Donde:

- ΔP_{6f} : pérdidas finales por relajación del acero.
- p_f : valor final de la relajación del acero para P_{ki} .

c) Cálculo de los parámetros necesarios

Módulo de elasticidad del hormigón

En primer lugar, es importante obtener el módulo de elasticidad del hormigón utilizado en las vigas para poder realizar los cálculos necesario para las pérdidas de pretensado.

Según la instrucción normativa EP-77 el cálculo del módulo de elasticidad del hormigón viene recogido en el apartado 35.7 en el cual se especifica que para el cálculo en tensiones en servicio el módulo de deformación longitudinal del hormigón se obtiene como:

$$E_c = 19000 * \sqrt{f_j}$$

Donde:

- f_j : Valor de la resistencia a compresión del hormigón en kp/cm^2

En esta ocasión aplicando un factor cambio de unidades se obtiene que:

$$E_c = 19000 * \sqrt{350} = 3,55 * 10^6 \frac{\text{Mp}}{\text{m}^2} = 35545.75 \text{ MPa}$$

Acortamiento por retracción en el hormigón.

Para el cálculo del acortamiento por retracción es necesario obtener, tanto el perímetro como el área de la sección para el cual se realizan los cálculos, por tanto, se tiene:

Área y perímetro de exposición de la sección de hormigón en la viga

$$A_c = 0.81 \text{ m}^2$$

$$P_c = 6.46 \text{ m}$$

Una vez obtenido esto se emplea la metodología de cálculo de EH-82 puesto que es la normativa utilizada en el proyecto para el cálculo de las propiedades del hormigón empleado. En el artículo 26.8 se estable que:

$$\xi_t = (\beta_t - \beta_j) * \xi_{01} * \xi_{02}$$

Donde:

- ξ_{01} adopta un valor de $-13 * 10^5$ para una humedad del 90%
- ξ_{02} depende del espesor ficticio e :

$$e = \alpha * 2 * \frac{A}{u}$$

Donde:

- o A corresponde con el área del hormigón
- o u es el valor del perímetro de exposición
- o α : en este caso para ambiente atmosférico muy húmedo del 90% se obtiene un valor de 5

Por lo tanto, se tienen con los valores anteriores que:

$$e = 5 * 2 * \frac{0.81}{6.46} = 1.254$$

Obteniendo que el espesor ficticio corresponde con el parámetro de retracción adoptado.

- β_t : corresponde con un valor para tiempo final de 0.95 ($t=\infty$)
- β_j : corresponde con un valor para tiempo inicial de 0.02 ($t=30$)

$$\beta_t - \beta_j = 0.95 - 0.02 = 0.93$$

Por lo que se tiene:

$$\xi_t = 0.93 * -13 * 10^{-5} * 1.24 = -1.5 * 10^{-4} \text{ mm}$$

Cálculo del coeficiente de fluencia.

Para el cálculo del coeficiente de fluencia del hormigón para un determinado tiempo, es necesario aplicar la formulación recogida en el artículo 26.9 de la EH-82, normativa utilizada para el cálculo de los parámetros diferidos del hormigón y el acero en el proyecto.

Según el artículo 26.9 el coeficiente de fluencia viene regido por los siguientes parámetros:

$$\varphi_t = \beta_a(j) + \varphi_{01} * \varphi_{02} * (\beta_t - \beta_j) + 0.4 * \beta'_{tj}$$

En la normativa se especifica que la fluencia se contabiliza a partir del momento de colocación de las vigas, luego $j=30$ días y $t=\infty$

Donde:

$$\beta_a(j) = 0.8 * \left(1 - \frac{f_j}{f_{00}}\right) = 0.8 * (1 - 0.64) = 0.29$$

$$\varphi_{01} = 1$$

$$\varphi_{02} = 1.25$$

$$\beta_t = \beta_\infty = 1$$

$$\beta_j = 0.25$$

$$\beta'_{tj} = 1$$

Sustituyendo valores se tiene que el coeficiente de fluencia a tiempo infinito es de:

$$\varphi_t = 0.29 + 1 * 1.25 * (1 - 0.25) + 0.4 * 1 = 1.625$$

Relajación del acero para armaduras activas.

Según se cita en el artículo 34.9 de la EP-77 se tiene que:

*“La relajación ρ del acero para una tensión inicial $\sigma_{pi}=\alpha*f_{máx}$ estando la fracción α comprendida entre 0.5 y 0.8 y para un tiempo t en horas, durante la vida de la obra, puede admitirse dada por la expresión”*

$$\log \rho = \log \left(\frac{\Delta \sigma_p}{\sigma_{pi}} \right) = K_1 + K_2 * \log t$$

Por lo tanto, con los datos que viene recogidos en las características de los materiales de pretensado, se tienen unos valores de relajación de:

- Relajación en ensayo a 120 horas, a 20°C de temperatura y tensión inicial equivalente al 70% de la rotura → 1,35 %
- Relajación en ensayo a 1000 horas, a 20°C de temperatura y tensión inicial equivalente al 70% de la rotura → 2 %

Mediante interpolación logarítmica, por tanto, se tiene un coeficiente de relajación de:

$$\rho = 0.03317$$

4. EC2

4.1. Definiciones

Es importante destacar que, para el cálculo de las pérdidas de pretensado, se procede a nombrar y describir los procedimientos normativos aplicados en la normativa.

Esta normativa tiene por definición de hormigón pretensado lo mostrado en el artículo 1.5.2.4. del EC2:

“El proceso de pretensado consiste en aplicar fuerzas en la estructura del hormigón mediante el tesado de la armadura activa incorporada en el elemento de hormigón. El concepto “pretensado” se emplea para nombrar globalmente a todos los efectos permanentes del proceso de pretensado, el cual se compone de fuerzas internas en las secciones y deformaciones de la estructura.”

En esta normativa se diferencian dos tipos distintos de hormigón pretensado dependiendo del proceso seguido:

- Hormigón pretensado con armadura pretesa: *“se denomina de este modo cuando el hormigonado se efectúa después de haber tesado y anclado provisionalmente las armaduras sobre una base fija. Cuando el hormigón ha fraguado y adquirido la suficiente resistencia, se destesan las armaduras libreándolas de sus anclajes provisionales y, por adherencia, se transmite al hormigón la fuerza previa introducida en dichas armaduras”.*
- Hormigón pretensado con armadura postesa: *“se denomina de este modo cuando se hormigona primero la pieza, disponiendo en ella conductos o vaina para alojar las armaduras activas, que se tesa y anclan cuando el hormigón ha adquirido la resistencia suficiente”*

Según lo establecido en el artículo 7.3 concretamente en la tabla 7.1 se establecen la abertura máxima de fisura:

Clase de exposición	Elementos con armadura pasiva y con armaduras activas no adherentes	Elementos con armaduras activas adherentes
	Combinación de cargas cuasipermanente	Combinación de cargas frecuente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Descompresión
<p>NOTA 1 Para las clases de exposición X0, XC1, la abertura de la fisura no influye en la durabilidad y este límite se establece para garantizar, en general, una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia se puede tratar este límite de modo menos estricto.</p> <p>NOTA 2 Para estas clases de exposición, además, la descompresión se debería comprobar bajo la combinación cuasipermanente de cargas.</p>		

Figura. 1. Tabla 7.1 del EC2 en el que se muestran los requisitos por durabilidad. (Fuente: EC2)

4.2. Pérdidas

Para el cálculo de las pérdidas de pretensado en un elemento estructural se obtienen a partir de la tensión el procedimiento a seguir es muy similar al procedimiento descrito en la normativa EP-77.

En general las acciones debidas al pretensado en un elemento estructural se deducen de las fuerzas de pretensado de los tendones que constituyen su armadura activa, tracciones variables a lo largo de su trazado y en el transcurso del tiempo.

En cada tendón, por medio del gato o elemento de tesado utilizado, se aplica una fuerza que, a la salida del anclaje, de lado del hormigón, toma el valor de P, denominada fuerza de tesado, en cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza ΔP_i y las pérdidas diferidas de fuerza ΔP_{dif} .

Por la tanto se tiene que el valor característico de la fuerza de pretensado a final constará de la siguiente formulación para el cálculo de esta tal y como viene indicado en el artículo 39.3:

$$P_k = P_o - \Delta P_i - \Delta P_{dif}$$

Siendo:

- ΔP_i : Pérdidas de fuerza, debidas al rozamiento, penetración de cuñas y acortamiento elástico del hormigón. Estas pérdidas varían con la situación de la sección considerada.

- ΔP_{dif} : pérdidas diferidas de fuerza, debidas a la relajación del acero, y retracción y fluencia del hormigón. Estas pérdidas varían en cada sección con el tiempo, dependiendo de la fase de construcción o de servicio.

a) Pérdidas instantáneas totales

Durante el proceso de tesado se producen una serie de pérdidas de fuerza de pretensado debido a diferentes factores que se suceden durante la fase de tesado. Por ello el Eurocódigo 2 nombra que las pérdidas instantáneas totales deben de calcularse de la siguiente forma recogido en el artículo 5.10.5 del EC2.

Las pérdidas instantáneas de fuerza vienen definidas en el artículo 5.10.5 del EC2 y son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas; dependen de las características del elemento estructural en estudio. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_i = \Delta P_\mu + \Delta P_{sl} + \Delta P_{el}$$

Donde:

- ΔP_μ : Corresponden a las pérdidas de fuerza por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado, hasta la sección de estudio.
- ΔP_{sl} : Corresponde a las pérdidas de fuerza, por penetración de cuñas, en la sección de estudio.
- ΔP_{el} : Corresponden a las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón, en la sección de estudio.

Pérdidas instantáneas por rozamiento.

Las pérdidas debidas al rozamiento $\Delta P(x)$ en las armaduras postesas se pueden estimar a partir de:

Estas pérdidas pueden evaluarse en cada sección a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta P_\mu = P_{max} * [1 - e^{-(\mu*\alpha+K*x)}]$$

Donde

- θ : es la suma de las variaciones angulares sobre una distancia x (sin importar la dirección o signo);

- μ es el coeficiente de rozamiento entre las armaduras y las vainas que en este caso viene dado por el proyectista que en este caso es de 0.21
- k es el coeficiente de rozamiento parásito (por unidad de longitud), proporcionado en el proyecto con un valor de 0.0126
- x es la distancia medida a lo largo de la armadura desde el punto en el cual la fuerza de pretensado es igual a $P_{\text{máx}}$. (la fuerza en el extremo activo durante el tesado).

Pérdidas instantáneas por penetración de cuñas.

En el artículo 5.10.5.3, se define el procedimiento de cálculo de las pérdidas por penetración de cuñas tal y como se comenta a continuación.

En alambres correspondientes a armaduras pretesas o en tendones rectos postesos de corta longitud, las pérdidas por penetración de cuñas ΔP_{sl} , puede deducirse mediante la expresión:

$$\Delta P_{sl} = 2 * P_{max} * (\mu * \alpha_m + K) * (c - x)$$

Donde:

- a : penetración de la cuña, dado por el proyecto que es de 4 mm.
- P_{max} : Fuerza de tesado.
- E_p : módulo de elasticidad de la armadura activa.
- A_p : sección de la armadura activa.
- μ es el coeficiente de rozamiento entre las armaduras y las vainas que en este caso viene dado por el proyectista que en este caso es de 0.21
- k es el coeficiente de rozamiento parásito (por unidad de longitud), proporcionado en el proyecto con un valor de 0.0126
- x es la distancia medida a lo largo de la armadura desde el punto en el cual la fuerza de pretensado es igual a $P_{\text{máx}}$. (la fuerza en el extremo activo durante el tesado).
- c : parámetro de afección de la penetración de cuñas. Expresado para cable largo:

$$c = \sqrt{\frac{a * E_p * A_p}{P_{max} * (\mu * \alpha_m + K)}}$$

Pérdidas instantáneas por Acortamiento elástico.

En el artículo 5.10.5.1 se recoge que Se debería tener en cuenta la pérdida de la fuerza en la armadura activa que corresponde con la deformación del hormigón, considerando el orden en el cual se tensan las armaduras.

Esta pérdida, ΔP_{el} , se puede suponer como una pérdida media en cada armadura activa de la manera siguiente:

$$\Delta P_{el} = A_p * E_p * \Sigma \left[\frac{j * \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

Donde:

- $\Delta \sigma_c(t)$ es la variación de la tensión en el centro de gravedad de la armadura activa aplicada a una edad t ;
- j es un coeficiente igual a;
 - o $(n-1)/2n$ donde n es el número de armaduras activas idénticas pretensadas sucesivamente. Como aproximación se puede tomar j como $1/2$;
 - o 1 para las variaciones debidas a las acciones permanentes aplicadas después del pretensado.
- A_p : sección total de la armadura activa
- E_p : módulo de elasticidad del hormigón.
- E_{cm} : módulo de elasticidad instantánea del hormigón para la edad j correspondiente al momento de la puesta en cara de las armaduras activas.

b) Pérdidas diferidas totales

En el artículo 39.5 se describe como las pérdidas totales diferidas, a las pérdidas que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben, esencialmente, al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia, y a la relajación del acero de tales armaduras.

Su expresión es:

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{4f} + \Delta P_{5f} + \Delta P_{6f}$$

Donde

- ΔP_{4f} : pérdidas debidas a la retracción del hormigón
- ΔP_{5f} : pérdidas debido a la fluencia del hormigón
- ΔP_{6f} : pérdidas debido a la relajación del acero

Pérdidas diferidas por retracción y fluencia del hormigón.

En el artículo 5.10.6 del Eurocódigo 2 se recoge el procedimiento de cálculo para para las pérdidas por fluencia y retracción del hormigón, en esta ocasión el Eurocódigo recoge en un único procedimiento la interacción entre todas y cada una de las distintas pérdidas por efectos reológicos.

Las pérdidas diferidas se pueden calcular a partir de las dos reducciones de tensión siguientes:

- debidas a la reducción por alargamiento, causada por la deformación del hormigón debida a la fluencia y a la retracción, bajo cargas permanentes;
- la reducción de tensión en el acero debida a la relajación bajo tensión.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\Delta P_s + \Delta P_c + \Delta P_r}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0.8 * \Delta \sigma_{pr} + \left(\frac{E_p}{E_{cm}}\right) * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

Donde:

- $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ es el valor absoluto de la variación de tensión en la armadura activa, producida por la fluencia, retracción y relajación en una posición x, a tiempo t;
- ε_{cs} es la deformación de retracción estimada conforme al punto (6) del apartado 3.1.4 en valor absoluto.
- E_p es el módulo de elasticidad de la armadura activa, véase el punto (2) del apartado 3.3.6;
- E_{cm} es el módulo de elasticidad del hormigón (véase la tabla 3.1);

- $\Delta\sigma_{pr}$ es el valor absoluto de la variación de la tensión en la armadura activa en la posición x , a tiempo t , debida a la relajación del acero de la armadura activa. Viene determinada por una tensión del $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \Psi_2 Q)$;
donde $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \Psi_2 Q)$ es la tensión inicial en la armadura activa debida al pretensado inicial y a las acciones cuasipermanentes;
- $\phi(t, t_0)$ es el coeficiente de fluencia a tiempo t y con la carga aplicada a tiempo t_0 ;
- $\sigma_{c,QP}$ es la tensión en el hormigón adyacente a la armadura activa debida al peso propio, al pretensado inicial y a otras acciones cuasipermanentes si son relevantes. El valor de $\sigma_{c,QP}$ puede ser el efecto de parte del peso propio y del pretensado inicial, o el efecto de una combinación total cuasipermanente de acciones ($\sigma_c (G + P_{m0} + \Psi_2 Q)$), dependiendo del estado de construcción considerado;
- A_p es el área de toda la armadura activa en la posición x ;
- A_c es el área de la sección de hormigón;
- I_c es el momento de inercia del área de la sección de hormigón;
- z_{cp} es la distancia entre el centro de gravedad de la sección de hormigón y la armadura activa.

c) Cálculo de los parámetros necesarios

Módulo de elasticidad del hormigón

En primer lugar, es importante obtener el módulo de elasticidad del hormigón utilizado en las vigas para poder realizar los cálculos necesario para las pérdidas de pretensado.

Según el Eurocódigo 2 el cálculo del módulo de elasticidad del hormigón viene recogido en el apartado 3.1.3 en el cual se especifica que para el cálculo en tensiones en servicio el módulo de deformación longitudinal del hormigón se obtiene como:

$$E_{cm} = 22000 * \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$$

Donde:

- f_{cm} : Valor de la resistencia media a compresión del hormigón en MPa

En esta ocasión:

$$E_{cm} = 22000 * \left(\frac{43}{10} \right)^{0.3} = 34000 \text{ MPa}$$

Acortamiento por retracción en el hormigón.

La deformación unitaria total de retracción se compone de dos elementos, la deformación unitaria de retracción por secado y la deformación unitaria autógena de retracción. La deformación unitaria de retracción por secado se desarrolla lentamente, puesto que es una función de la migración del agua a través de hormigón endurecido. La deformación unitaria autógena de retracción se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón: la mayor parte se desarrolla en los primeros días después del vertido del material. La retracción autógena es una función lineal de la resistencia del hormigón. Se debería considerar específicamente cuando el hormigón nuevo se vierte sobre hormigón endurecido. Así pues, los valores de la deformación unitaria total de retracción ε_{cs} se deducen de:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Donde:

- ε_{cs} : deformación unitaria total de retracción.
- ε_{cd} : deformación unitaria de retracción por secado.
- ε_{ca} : deformación unitaria autógena de retracción.

Por lo tanto, el desarrollo de la deformación unitaria de retracción por secado en el tiempo se obtiene de:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0}$$

Donde:

- k_h es un coeficiente que depende del espesor medio h_0 conforme a la siguiente tabla:

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Figura. 2. Valores de h_0 y k_b para el cálculo por retracción EC2. Fuente: EC2)

$$\beta(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 * \sqrt{h_0^3}}$$

Donde:

- t es la edad del hormigón (en días) en el momento considerado en esta ocasión el valor adoptado (15330 días)
- t_s es la edad del hormigón (en días) al principio de la retracción por secado (o hinchamiento). (7 días)
- Normalmente esto sucede al final del curado; h_0 es el espesor medio (mm) de la sección transversal = $2A_c/u$
 - o Donde
 - A_c es el área de la sección transversal del hormigón;
 - u es el perímetro de la parte de la sección transversal que está expuesta al secado.

Obteniendo:

$$h_0 = 2 * \frac{0.81}{6.46} * 1000 = 250.77 \text{ mm}$$

Y un factor de k_h igual a 0.8 obtenido por interpolación lineal.

Por lo que se obtiene un valor de β_{sd} de:

$$\beta(t, t_s) = \frac{15330 - 7}{(15330 - 7) + 0.04 * \sqrt{250^3}} = 0.98974$$

Realizando los distintos cálculos se obtiene lo siguiente:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 * \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) * e^{-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] * 10^{-6} * \beta_{HR}$$

Donde:

- HR: Humedad relativa en tanto por ciento (90%)
- f_{cm0} : 10 N/mm²
- α_{sd1} y α_{sd2} dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento que en este caso es de $\alpha_{sd1}=4$ y $\alpha_{sd2}=0.12$

Por lo que se tiene que:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 * \left[(220 + 110 * 4) * e^{-0.12 * \frac{42}{10}} \right] * 10^{-6} * -1.018 = 3.75 * 10^{-4}$$

Con todo lo anterior obtenido el cálculo por retracción por secado es:

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0.98974 * 0.8 * 3.75 * 10^{-4} = 2.98 * 10^{-4}$$

La deformación unitaria autógena de retracción se deduce de la siguiente manera:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Para ello es necesario calcular los siguientes parámetros:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 2.5 * (35 - 10) * 10^{-6} = 6.25 * 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0.2 * t^{0.5}} = 1$$

Sustituyendo los valores se tiene que:

$$\varepsilon_{ca}(t) = 1 * 6.25 * 10^{-5} = 6.25 * 10^{-5}$$

Así pues, la deformación total que se produce en el hormigón es:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.98 * 10^{-4} + 6.25 * 10^{-5} = 3.6 * 10^{-4}$$

Cálculo del coeficiente de fluencia.

Según se formula en el artículo 3.1.4, la fluencia depende de un coeficiente que se estima en función de distintas variables que actúan en el hormigón.

Este puede obtenerse a partir de la siguiente expresión:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c * (t - t_0)$$

Donde:

- φ_0 : corresponde con el coeficiente básico de fluencia, dado por la expresión:

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

Siendo:

- φ_{HR} coeficiente de influencia de la humedad relativa:

$$\varphi_{HR} : \left(1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 * \sqrt[3]{e}} * \alpha_1 \right) * \alpha_2$$

Donde:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.8658$$
$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.95967$$

Para el cálculo del factor $\beta(f_{ctm})$ que se trata del factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia se tiene:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} = 2.5619$$

En cuanto al cálculo del factor $\beta(t_0)$ que se trata del factor de influencia de la edad de carga t_0 (7 días) en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.63461$$

En cuanto al término de la función $\beta_c(t-t_0)$ que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo se tiene que:

$$\beta_H = 1.5 * (1 + (0.012 * HR)^{18}) * e + 250 = 601.7$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right)^{0.3} = 0.988$$

Con todos estos datos ya es posible realizar el cálculo para obtener el coeficiente de fluencia que servirá para calcular las pérdidas diferidas por fluencia según el EC-2.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t - t_0) = 2.2029 * 0.988 = 2.1776$$

Relajación del acero para armaduras activas.

Tal y como se nombra en el artículo 38.9 de la normativa equivalencia para España derogada ya por el Código Estructural, pero que sigue la misma metodología, se especifica lo siguiente:

La relajación ρ del acero a longitudinal constante, para una tensión inicial $\sigma_{pi} = \alpha \cdot f_{m\acute{a}x}$ estando la fracción α comprendida entre 0,5 y 0,8 y para un tiempo t , puede estimarse con la siguiente expresión:

$$\log(\rho) = \log\left(\frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{pi}}\right) = K_1 + K_2 * \log(t)$$

Donde:

- $\Delta\sigma_p$: corresponde con la pérdida de tensión por relajación a longitud constante al cabo del tiempo t , en horas.
- K_1, K_2 : se trata de coeficientes que dependen del tipo de acero y de la tensión inicial

Es conveniente destacar que la norma cita lo siguiente:

“El fabricante del acero suministrará los valores de relajación a 120 horas y a 1000 horas, para tensiones iniciales de 0’6, 0’7 y 0’8 de $f_{m\acute{a}x}$ a temperatura de 20 ± 1 °C y garantizará el valor a 1.000 horas para $\alpha=0.7$. Con estos valores de relajación pueden obtenerse los coeficientes K_1 y K_2 para $\alpha=0’6, 0’7$ y $0’8$.

Para obtener la relajación con otro valor de α puede interpolarse linealmente admitiendo $\alpha = 0’5$ y $\rho = 0$.”

- Relajación en ensayo a 120 horas, a 20°C de temperatura y tensión inicial equivalente al 70% de la rotura $\rightarrow 1,35$ %
- Relajación en ensayo a 1000 horas, a 20°C de temperatura y tensión inicial equivalente al 70% de la rotura $\rightarrow 2$ %

Mediante interpolación logarítmica, por tanto, se tiene un coeficiente de relajación de:

$$\rho = 0.03317$$

5. AASHTO 2020

5.1. Definiciones

En esta normativa se diferencian dos tipos distintos de hormigón pretensado dependiendo del proceso seguido:

- Hormigón pretensado con armadura pretesa: *“se denomina de este modo cuando el hormigonado se efectúa después de haber tesado y anclado provisionalmente las armaduras sobre una base fija. Cuando el hormigón ha fraguado y adquirido la suficiente resistencia, se destesan las armaduras libreándolas de sus anclajes provisionales y, por adherencia, se transmite al hormigón la fuerza previa introducida en dichas armaduras”*.
- Hormigón pretensado con armadura postesa: *“se denomina de este modo cuando se hormigona primero la pieza, disponiendo en ella conductos o vaina para alojar las armaduras activas, que se tesa y anclan cuando el hormigón ha adquirido la resistencia suficiente”*

5.2. Pérdidas

Para el cálculo de las pérdidas de pretensado en un elemento estructural se obtienen a partir de la tensión el procedimiento a seguir es muy similar al procedimiento descrito en las normativas comentadas con anterioridad.

En general las acciones debidas al pretensado en un elemento estructural se deducen de las fuerzas de pretensado de los tendones que constituyen su armadura activa, tracciones variables a lo largo de su trazado y en el transcurso del tiempo.

En cada tendón, por medio del gato o elemento de tesado utilizado, se aplica una fuerza que, a la salida del anclaje, de lado del hormigón, toma el valor de P , denominada fuerza de tesado, en cada sección se calculan las pérdidas instantáneas de fuerza ΔP_i y las pérdidas diferidas de fuerza ΔP_{dif} .

Por la tanto se tiene que la metodología a seguir en esta normativa es igual a la empleada con anterioridad en las normativas ya nombradas.

$$P_k = P_o - \Delta P_i - \Delta P_{dif}$$

Siendo:

- ΔP_i : Pérdidas de fuerza, debidas al rozamiento, penetración de cuñas y acortamiento elástico del hormigón. Estas pérdidas varían con la situación de la sección considerada.
- ΔP_{dif} : pérdidas diferidas de fuerza, debidas a la relajación del acero, y retracción y fluencia del hormigón. Estas pérdidas varían en cada sección con el tiempo, dependiendo de la fase de construcción o de servicio.

a) Pérdidas instantáneas totales

Durante el proceso de tesado se producen una serie de pérdidas de fuerza de pretensado debido a diferentes factores que se suceden durante la fase de tesado. Por ello en la normativa AASHTO nombra que las pérdidas instantáneas totales deben de calcularse de la siguiente forma recogido en el artículo 5.9.3.2

Las pérdidas instantáneas de fuerza son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas; dependen de las características del elemento estructural en estudio. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_i = \Delta P_{pF} + \Delta P_{pA} + \Delta P_{pES}$$

Donde:

- ΔP_{pF} : Corresponden a las pérdidas de fuerza por rozamiento a lo largo del conducto de pretensado, hasta la sección de estudio.
- ΔP_{pA} : Corresponde a las pérdidas de fuerza, por penetración de cuñas, en la sección de estudio.
- ΔP_{pES} : Corresponden a las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

Pérdidas instantáneas por rozamiento.

Las pérdidas debidas al rozamiento $\Delta P(x)$ en las armaduras postesas se pueden estimar a partir de:

Estas pérdidas pueden evaluarse en cada sección a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta P_{pF} = P_{max} * [1 - e^{-(\mu*\alpha+K*x)}]$$

Donde

- α : es la suma de las variaciones angulares sobre una distancia x (sin importar la dirección o signo);
- μ es el coeficiente de rozamiento entre las armaduras y las vainas que en este caso viene dado por el proyectista que en este caso es de 0.21
- k es el coeficiente de rozamiento parásito (por unidad de longitud), proporcionado en el proyecto con un valor de 0.0126
- x es la distancia medida a lo largo de la armadura desde el punto en el cual la fuerza de pretensado es igual a $P_{\text{máx}}$. (la fuerza en el extremo activo durante el tesado).

Pérdidas instantáneas por penetración de cuñas.

En el artículo 5.9.3.2.1, se define el procedimiento de cálculo de las pérdidas por penetración de cuñas tal y como se comenta a continuación.

La pérdida de pretensado del conjunto de anclaje ocurre próximo al extremo de elevación de los miembros postsensados A medida que el postesado. la fuerza se transfiere del gato al bloque de anclaje. Durante este proceso, las cuñas se mueven hacia adentro mientras se asientan y agarran la hebra. Esto da como resultado una pérdida de elongación y, por lo tanto, de fuerza en el tendón.

El valor del acortamiento del torón, generalmente denominado deformación por anclaje, ΔL , varía entre aproximadamente 0,125 y 0,375 pulgadas. Depende del hardware de anclaje y del equipo de elevación. Se puede suponer un valor promedio de 0,25 pulg.

La pérdida de anclaje es más alta en el anclaje y disminuye gradualmente debido a los efectos de fricción a medida que la distancia desde el anclaje aumenta. La pérdida del conjunto de anclaje es más significativa en los tendones más cortos. En tendones muy cortos, la pérdida de conjunto de anclaje puede ser casi tan alta como el alargamiento inicial del tendón. Por lo tanto, el pretensado inicial podría ser ineficaz.

Por lo tanto y basándose en lo mismo que utiliza el EC-2 se procede al cálculo de la perdida por penetración de cuñas del siguiente modo:

$$\Delta P_{pF} = 2 * P_{max} * (\mu * \alpha_m + K) * (c - x)$$

Donde:

- a: penetración de la cuña, dado por el proyecto que es de 4 mm.
- P_{max} : Fuerza de tesado.
- E_p : módulo de elasticidad de la armadura activa.
- A_p : sección de la armadura activa.
- μ es el coeficiente de rozamiento entre las armaduras y las vainas que en este caso viene dado por el proyectista que en este caso es de 0.21
- k es el coeficiente de rozamiento parásito (por unidad de longitud), proporcionado en el proyecto con un valor de 0.0126
- x es la distancia medida a lo largo de la armadura desde el punto en el cual la fuerza de pretensado es igual a $P_{máx.}$ (la fuerza en el extremo activo durante el tesado).
- c : parámetro de afección de la penetración de cuñas. Expresado para cable largo:

$$c = \sqrt{\frac{a * E_p * A_p}{P_{max} * (\mu * \alpha_m + K)}}$$

Pérdidas instantáneas por Acortamiento elástico.

En el artículo 5.9.3.2.3b se recoge que hay que tener en consideración la pérdida de la fuerza en la armadura activa que corresponde con la deformación del hormigón, considerando el orden en el cual se tensan las armaduras.

Esta pérdida, ΔP_{el} , se puede suponer como una pérdida media en cada armadura activa de la manera siguiente:

$$\Delta P_{pES} = \frac{N - 1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp}$$

Donde:

- N : corresponde con el número de operaciones de tesado
- f_{cgp} : suma de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de tendones de pretensado y el peso propio en las secciones de momento máximo
- E_p : módulo de elasticidad del hormigón.

- E_{ci} : módulo de elasticidad instantánea del hormigón para la edad j correspondiente al momento de la puesta en cara de las armaduras activas.

b) Pérdidas diferidas totales

En el artículo 5.9.3.4.2 se describe como las pérdidas totales diferidas, a las pérdidas que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben, esencialmente, al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia, y a la relajación del acero de tales armaduras.

Su expresión es:

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{pSR} + \Delta P_{pCR} + \Delta P_{pR1}$$

Donde

- ΔP_{pSR} : pérdidas debidas a la retracción del hormigón
- ΔP_{pCR} : pérdidas debido a la fluencia del hormigón
- ΔP_{pR1} : pérdidas debido a la relajación del acero

Pérdidas diferidas por retracción.

En el artículo 5.9.3.4.2a de la normativa se recoge el procedimiento de cálculo para las pérdidas producidas por la retracción del hormigón.

Las pérdidas por retracción del hormigón pueden calcular como:

$$\Delta P_{pSR} = \varepsilon_{cid} * E_p * K_{id}$$

Donde:

- ε_{cid} : deformación por retracción del hormigón en la viga.
- E_p : Módulo de elasticidad del acero.
- K_{id} : coeficiente de sección transformada que explica la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero. Que se calcula de la siguiente manera:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} * \frac{A_{ps}}{A_g} * \left(1 + A_g * \frac{e_{pg}^2}{I_g}\right) * \left(1 + 0.7 * \psi_b(t_f, t_i)\right)}$$

Donde:

- e_{pg} = excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al centroide de la viga (in.)
- $\Psi_b(t_f, t_i)$ = coeficiente de fluencia de la viga en el tiempo final debido a carga introducida en la transferencia por ecuación 5.4.2.3.2-1.
 - t_f : tiempo final (días) (15330 días)
 - t_i : tiempo de transferencia (días) (7 días)

Pérdidas diferidas por fluencia.

El término de fluencia que se deduce de la expresión general según el artículo 5.9.3.4.2b es:

$$\Delta P_{CR} = \frac{E_p}{E_{ci}} * \psi(t_d, t_i) * K_{id} * f_{cgp}$$

Donde:

- E_p : módulo de elasticidad del acero de pretensado
- E_{ci} : módulo de elasticidad del hormigón
- K_{id} : coeficiente de la sección transformada que explica la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero pretensada en la sección que se está considerando para el período de tiempo entre la transferencia y el tiempo final.
- $\Psi_b(t_f, t_i)$ = coeficiente de fluencia de la viga en el tiempo final debido a carga introducida en la transferencia por ecuación 5.4.2.3.2-1.
 - t_f : tiempo final (días)
 - t_i : tiempo de transferencia (días)
- f_{cgp} : Tensión en el hormigón a la altura de la armadura activa incluyendo acciones permanentes.

Pérdidas por relajación de la armadura pasiva.

En la normativa AASHTO, concretamente en el artículo 5.9.3.4.2c se incluyen varias formas de cálculo para obtener las pérdidas por relajación de las armaduras activas, por esta razón se utiliza la formulación más precisa para la obtención de las pérdidas por

relajación de cable. Por esta metodología se incluye el efecto de la fluencia y retracción en la obtención de estas pérdidas. A continuación, se muestra la formulación a seguir para obtener las pérdidas de pretensado por relajación:

$$\Delta P_{R1} = \left[\frac{f_{pt}}{K'_L} * \frac{\log(t)}{\log(t_i)} * \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right) \right] * \left[1 - 3 * \frac{\Delta P_{sr} - \Delta P_{cr}}{f_{pt}} \right] * K_{id}$$

Donde:

- t: tiempo en el que se quiere obtener la relajación del acero.
- K'_L : factor de relajación dependiendo del tipo de acero con un valor de 18.
- f_{py} : tensión en el cable de pretensada inmediatamente después transferencia.

c) Cálculo de los parámetros necesarios

Módulo de elasticidad del hormigón

En primer lugar, es importante obtener el módulo de elasticidad del hormigón utilizado en las vigas para poder realizar los cálculos necesario para las pérdidas de pretensado.

Según la normativa americana para el cálculo del módulo de elasticidad del hormigón se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$E_{ci} = 2500 * [f_{ck}]^{0.33}$$

Donde:

- f_{ck} : Valor de la resistencia media a compresión del hormigón en ksi

En esta ocasión:

$$E_{cm} = 2500 * \left(\frac{35}{6.89476} \right)^{0.33} = 4273.38 \text{ ksi}$$

Cálculo del coeficiente de fluencia.

El coeficiente de fluencia en esta ocasión se muestra con anterioridad al cálculo por el acortamiento a retracción que experimenta el hormigón, puesto que hay parámetros que se obtienen para la fluencia que afectan a la retracción del hormigón.

El cálculo del coeficiente de fluencia viene descrito en el artículo 5.4.2.3.2 y se define de la siguiente manera:

$$\varphi(t, t_0) = 1.9 * k_s * k_{hc} * k_f * k_{td} * t_i^{-0.118}$$

Donde los distintos factores se calculan de la siguiente forma:

$$k_s = 1.45 - 0.13 * \left(\frac{V}{S}\right) = 1$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008 * HR = 0.92$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}} = 0.823$$

$$k_{td} = \frac{t}{12 * \frac{100 - 4 * f'_{ci}}{f'_{ci} + 20} + t} = 0.997$$

Por lo tanto, sustituyendo los valores se obtiene que:

$$\varphi(t, t_0) = 1.9 * 1 * 0.92 * 0.823 * 0.997 * 7^{-0.118} = 1.1403$$

Acortamiento por retracción en el hormigón.

En el artículo 5.4.2.3.3 de la normativa se nombra el procedimiento de cálculo para la obtención del acortamiento por retracción del hormigón, tal y como se detalla a continuación y que depende de los parámetros obtenidos en el apartado anterior:

$$\varepsilon_{sh} = k_s * k_{hs} * k_f * k_{td} * 0.48 * 10^{-3}$$

Sustituyendo los valores se obtiene que:

$$\varepsilon_{sh} = 1 * 0.92 * 0.823 * 0.997 * 0.48 * 10^{-3} = 3.47 * 10^{-4}$$

6. Conclusiones

Tal y como se ha podido comprobar durante el transcurso del anejo, se han presentado las distintas normativas que se van a utilizar durante el cálculo de las pérdidas de pretensado.

Recopilando y analizando los datos obtenidos durante la elaboración de este, se observa que los procedimientos de cálculo de cada una de las normativas es muy similar para las pérdidas instantáneas, mientras que para las pérdidas diferidas se observan diferencias más grandes.

Esto es debido al año de publicación de cada una como es el caso de la EP77 en el cual se puede observar cómo no se tienen en cuenta la interacción de todas las pérdidas en su conjunto como si se puede observar en el EC2. Por otro lado, es cierto que en el cálculo de las pérdidas por relajación de las armaduras activas en la EP77 si tiene en cuenta la influencia de las pérdidas por retracción y fluencia en este apartado.

En cuanto a la normativa AASTHO, se observa que para el cálculo de las pérdidas por rozamiento y para las de penetración de cuñas la metodología empleada es igual a la recogida por las otras dos normativas. Sin embargo, en las pérdidas por acortamiento elástico, se produce una simplificación que deja del lado de la seguridad durante el cálculo puesto que se escogen las tensiones donde existe un mayor momento y esto da lugar a sobreestimar las pérdidas por acortamiento elástico en la viga. En cuanto a la metodología de las pérdidas diferidas también existe una ligera diferencia.

Por último, otro aspecto a destacar es la diferencia en el cálculo de los parámetros reológico de los materiales, el cual se podrá verificar si existe una gran diferencia a la hora de realizar los cálculos de las pérdidas diferidas en los siguientes anejos.

7. Referencias

Ministerio de Obras Públicas y Transporte (1986). “Colección de puente de vigas pretensadas IIC”. Obras de paso de Carreteras.

Ministerio de Fomento (1977). “Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado EP-77”.

Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-2 Eurocódigo 2 (2013). Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas.

Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 (2013). Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2020). LRFD Bridge design specifications.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

ANEJO V: Cálculo normativo.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Índice

1. Objeto	7
2. Introducción.....	7
3. Pérdidas instantáneas	7
3.1. Pérdidas por rozamiento.....	7
3.2. Pérdidas por penetración de cuñas	10
3.3. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón	14
a) Descripción del proceso de tesado de los cables.....	14
b) Método EP 77.....	15
c) Método EC2	18
d) AASTHO-2020	21
4. Pérdidas diferidas	24
4.1. Método de cálculo EP77	24
a) Pérdidas por retracción.....	25
b) Pérdidas por fluencia EP77	26
c) Pérdidas por relajación de las armaduras activas	27
d) Pérdidas diferidas totales método EP-77.....	29
4.2. Método de cálculo EC2	29
a) Pérdidas por Retracción EC2	31
b) Pérdidas por fluencia EC2.....	31
c) Pérdidas por relajación del acero EC2	32
d) Pérdidas diferidas totales método EC2.....	33
4.3. Método de cálculo AASHTO 2020.....	35
a) Pérdidas por Retracción AASHTO	35
b) Pérdidas por fluencia AASHTO.....	37
c) Pérdidas por relajación del acero AASHTO	39
d) Recopilación de pérdidas diferidas AASHTO	40
5. Pérdidas totales por cable	41
5.1. Cable 1.....	41

a) EP 77	41
b) EC 2.....	42
c) AASTHO 2020.....	42
5.2. Cable 2.....	42
a) EP 77	42
b) EC 2.....	43
c) AASTHO 2020.....	43
5.3. Cable 3.....	43
a) EP 77	43
b) EC 2.....	44
c) AASTHO 2020.....	44
5.4. Cable 4.....	44
a) EP 77	44
b) EC 2.....	45
c) AASTHO 2020.....	45
5.5. Cable 5.....	45
a) EP 77	45
b) EC 2.....	46
c) AASTHO 2020.....	46
6. Verificación del estado de tensiones por normativa.....	46
6.1. Verificación en EP-77	47
6.2. Verificación en EC2	47
6.3. Verificación ELS AASHTO.....	48
7. Conclusiones.....	48
8. Referencias	49

Índice de gráficos

Gráfico. 1. Pérdidas por rozamiento cable 1. (Fuente: Elaboración propia).....	9
Gráfico. 2. Pérdidas por rozamiento cable 2. (Fuente: Elaboración propia).....	9
Gráfico. 3. Pérdidas por rozamiento cable 3. (Fuente: Elaboración propia).....	9
Gráfico. 4. Pérdidas por rozamiento cable 4. (Fuente: Elaboración propia).....	10
Gráfico. 5. Pérdidas por rozamiento cable 5. (Fuente: Elaboración propia).....	10
Gráfico. 6. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 1. (Fuente: Elaboración propia).....	12
Gráfico. 7. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 2. (Fuente: Elaboración propia).....	13
Gráfico. 8. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 3. (Fuente: Elaboración propia).....	13
Gráfico. 9. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 4. (Fuente: Elaboración propia).....	13
Gráfico. 10. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 5. (Fuente: Elaboración propia).....	14
Gráfico. 11. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los cables. (Fuente: Elaboración propia).....	18
Gráfico. 12. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los cables. (Fuente: Elaboración propia).....	21
Gráfico. 13. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los cables. (Fuente: Elaboración propia).....	24

Índice de tablas

Tabla. 1. Curvatura de los trazados de los cables. (Fuente: Elaboración propia).....	8
Tabla. 2. características del trazado de cada cable. (Fuente: Elaboración propia).....	12
Tabla. 3. Distancia al cdg de cada cable en función de su posición según normativa EP77. (Fuente: Elaboración propia).....	17
Tabla. 4. Tensión del hormigón a la altura de cada cable según su posición según normativa EP77 (Fuente: Elaboración propia).....	17
Tabla. 5. Pérdidas por acortamiento elástico de cada cable según EP77. (Fuente: Elaboración propia).....	17
Tabla. 6. Distancia al cdg de cada cable en función de su posición según normativa EC2. (Fuente: Elaboración propia).....	20
Tabla. 7. Tensión del hormigón a la altura de cada cable según su posición según normativa EC2. (Fuente: Elaboración propia).....	20
Tabla. 8. Pérdidas por acortamiento elástico de cada cable según EC2. (Fuente: Elaboración propia).....	20
Tabla. 9. Fuerza de pretensado resultante en cada cable tras las pérdidas por acortamiento elástico de cada cable según EC2. (Fuente: Elaboración propia).....	21
Tabla. 10. Tensión a la altura de cada cable según AASTHO. (Fuente: Elaboración propia). 23	
Tabla. 11. Variación de la fuerza de pretensado de cada cable según AASTHO. (Fuente: Elaboración propia).....	23
Tabla. 12. Fuerza de pretensado resultante en cada cable tras las pérdidas por acortamiento elástico de cada cable según AASTHO-2020. (Fuente: Elaboración propia).....	24
Tabla. 13. Fuerza de pretensado resultante en cada cable tras las pérdidas por retracción de cada cable según EP77. (Fuente: Elaboración propia).....	25
Tabla. 14. Momento debido a las cargas permanentes y el pretensado. (Fuente: Elaboración propia).....	26
Tabla. 15. Pérdidas por fluencia para el cable 1, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia) 27	
Tabla. 16. Pérdidas por fluencia para el cable 2, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia) 27	
Tabla. 17. Pérdidas por fluencia para el cable 3, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia) 27	
Tabla. 18. Pérdidas por fluencia para el cable 4, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia) 27	
Tabla. 19. Pérdidas por fluencia para el cable 5, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia) 27	

Tabla. 20. Pérdidas por relajación para el cable 1 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia).....	28
Tabla. 21. Pérdidas por relajación para el cable 2 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia).....	28
Tabla. 22. Pérdidas por relajación para el cable 3 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia).....	28
Tabla. 23. Pérdidas por relajación para el cable 4 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia).....	28
Tabla. 24. Pérdidas por relajación para el cable 5 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia).....	28
Tabla. 25. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 1 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia).....	29
Tabla. 26. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 2 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia).....	29
Tabla. 27. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 3 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia).....	29
Tabla. 28. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 4 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia).....	29
Tabla. 29. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 5 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia).....	29
Tabla. 30. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 1 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia).....	31
Tabla. 31. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 2 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia).....	32
Tabla. 32. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 3 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia).....	32
Tabla. 33. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 4 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia).....	32
Tabla. 34. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 5 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia).....	32
Tabla. 35. Pérdida por fluencia en kN en el cable 1, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	32
Tabla. 36. Pérdida por fluencia en kN en el cable 2, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	32
Tabla. 37. Pérdida por fluencia en kN en el cable 3, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	32
Tabla. 38. Pérdida por fluencia en kN en el cable 4, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	32
Tabla. 39. Pérdida por fluencia en kN en el cable 5, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	32
Tabla. 40. Pérdida por relajación en kN en el cable 1, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	33
Tabla. 41. Pérdida por relajación en kN en el cable 2, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	33
Tabla. 42. Pérdida por relajación en kN en el cable 3, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	33
Tabla. 43. Pérdida por relajación en kN en el cable 4, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	33
Tabla. 44. Pérdida por relajación en kN en el cable 5, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia).....	33
Tabla. 45. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 1, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	34
Tabla. 46. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 2, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	34

Tabla. 47. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 3, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	34
Tabla. 48. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 4, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	34
Tabla. 49. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 5, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	34
Tabla. 50. Pérdida de tensión por fluencia para el cable 1 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	37
Tabla. 51. Pérdida de tensión por fluencia para el cable 2 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	38
Tabla. 52. Pérdida de tensión por fluencia para el cable 3 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	38
Tabla. 53. Pérdida de tensión por fluencia para el cable 4 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	38
Tabla. 54. Pérdida de tensión por fluencia para el cable 5 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	38
Tabla. 55. Pérdida por fluencia para el cable 1 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	38
Tabla. 56. Pérdida por fluencia para el cable 2 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	38
Tabla. 57. Pérdida por fluencia para el cable 3 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	38
Tabla. 58. Pérdida por fluencia para el cable 4 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	38
Tabla. 59. Pérdida por fluencia para el cable 5 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	38
Tabla. 60. Pérdida de tensión por relajación para el cable 1 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	39
Tabla. 61. Pérdida de tensión por relajación para el cable 2 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	40
Tabla. 62. Pérdida de tensión por relajación para el cable 3 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	40
Tabla. 63. Pérdida de tensión por relajación para el cable 4 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	40
Tabla. 64. Pérdida de tensión por relajación para el cable 5 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	40
Tabla. 65. Pérdida de pretensado diferido para el cable 1 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	40
Tabla. 66. Pérdida de pretensado diferido para el cable 2 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	41
Tabla. 67. Pérdida de pretensado diferido para el cable 3 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	41
Tabla. 68. Pérdida de pretensado diferido para el cable 4 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	41
Tabla. 69. Pérdida de pretensado diferido para el cable 5 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	41
Tabla. 70. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	42
Tabla. 71. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	42
Tabla. 72. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	42
Tabla. 73. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	42

Tabla. 74. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	43
Tabla. 75. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	43
Tabla. 76. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	43
Tabla. 77. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	44
Tabla. 78. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	44
Tabla. 79. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	44
Tabla. 80. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	45
Tabla. 81. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	45
Tabla. 82. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	45
Tabla. 83. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	46
Tabla. 84. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	46
Tabla. 85. Verificación de tensiones EP77. (Fuente: Elaboración Propia)	47
Tabla. 86. Verificación de tensiones EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	47
Tabla. 87. Verificación de ELS fisuración AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)	48

1. Objeto

El presente anejo tiene como objetivo principal el cálculo de las pérdidas que se han producido en la estructura desde el momento de tesado, para ello se realizarán por un lado las pérdidas instantáneas y posteriormente las pérdidas diferidas.

Para el cálculo se han empleado 3 normativas distintas como se ha comentado en el anejo IV, para las pérdidas instantáneas se han dividido en dos partes, la primera de ellas comprende las pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas que son iguales para cada una de las normativas utilizadas. Las pérdidas instantáneas restantes que corresponden con las de acortamiento elástico se ha calculado para cada una de las distintas normativas al igual que las pérdidas diferidas.

2. Introducción

Teniendo en cuenta todas las consideraciones ya mencionadas con anterioridad, para el presente anejo se divide en tres apartados principales, para los cuales se va a proceder de la misma manera, se van a calcular cada una de ellas por separado, al igual que las pérdidas del pretensado se va a realizar para cada uno de los cables. El cálculo se ha realizado mediante una hoja Excel, debido a la gran cantidad de cálculo a realizar, por la que al inicio de cada apartado se va a presentar el procedimiento de cálculo empleada para la pérdida en cuestión a considerar y posteriormente se presentarán cada uno de los resultados obtenidos para cada cable.

3. Pérdidas instantáneas

3.1. Pérdidas por rozamiento

Para el cálculo de estas pérdidas se ha realizado de manera conjunta por lo que el resultado es el mismo para cada una de las distintas normativas empleadas, puesto que el procedimiento de cálculo es idéntico en cada una de ellas.

Para el cálculo de las pérdidas instantáneas por rozamiento se ha empleado la siguiente expresión tal y como recogen las distintas normativas:

$$\Delta P_{\mu} = P_0 * (1 - e^{-\mu\alpha - Kx})$$

Donde:

- ΔP_μ : Variación del pretensado en cada punto
- P_0 : Fuerza de tesado
- μ : Coeficiente de rozamiento en curva del tendón
- K : Coeficiente de rozamiento parásito
- α : Ángulo medio de giro del cable
- x : posición en la que se ubica el punto de cálculo de la variación

Siendo los parámetros P_0 , μ y K dados por el proyectista que en este caso son:

- $P_0 = 1675$ kN
- $\mu = 0.21$
- $K = 0.00126$

Se deduce que para cada cable la expresión queda de la siguiente manera:

$$\Delta P_\mu = 1675 * (1 - e^{-0.21*\alpha - 0.00126*x})$$

Por lo tanto, para el cálculo de las pérdidas de pretensado por rozamiento únicamente depende del ángulo de giro de cada uno de los cables obtenidos a partir de la ecuación parabólica de cada uno de ellos:

CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	CABLE 4	CABLE 5
0.0151	0.0118	0.0130	0.0124	0.0330

Tabla. 1. Curvatura de los trazados de los cables. (Fuente: Elaboración propia)

Por lo que una vez obtenido esto es fácil obtener las pérdidas de pretensado de cada uno de los cables, para ello se muestran a continuación las pérdidas de cada uno de ellos a partir de gráficas donde se puede observar dicha variación de la fuerza de tesado:

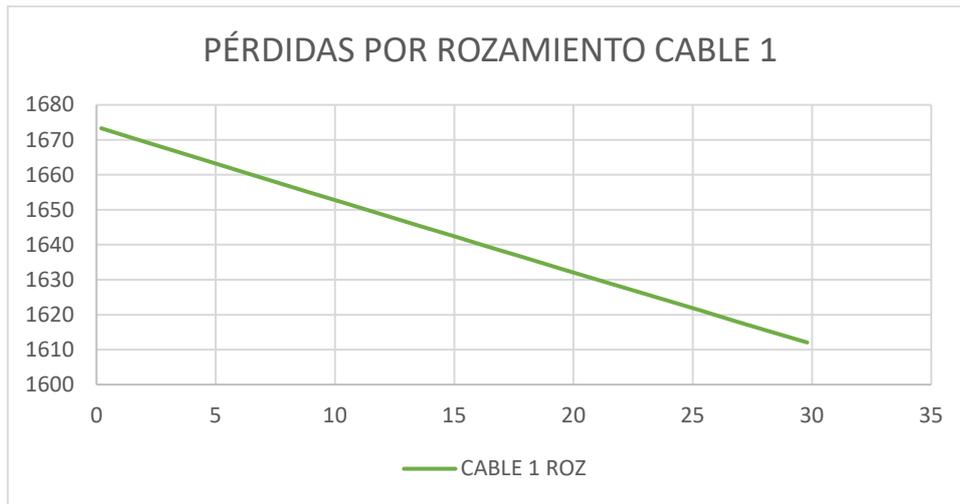


Gráfico. 1. Pérdidas por rozamiento cable 1. (Fuente: Elaboración propia)

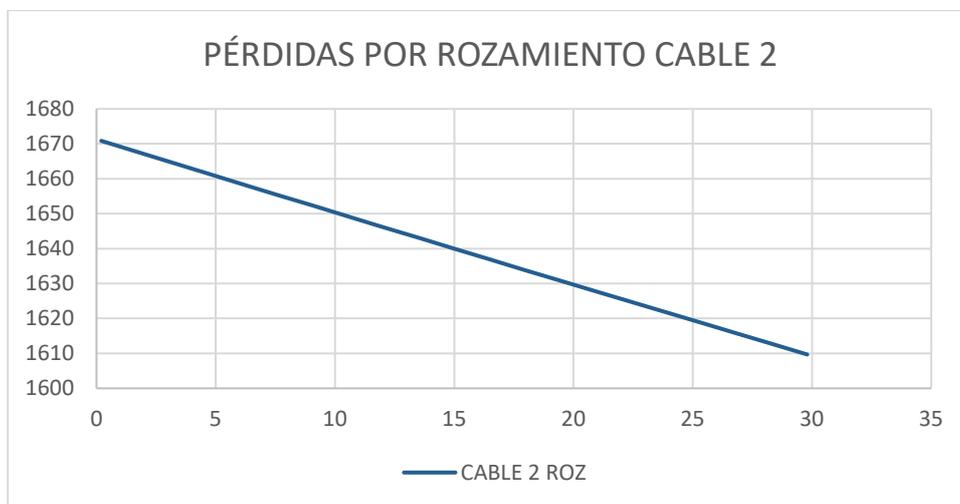


Gráfico. 2. Pérdidas por rozamiento cable 2. (Fuente: Elaboración propia)

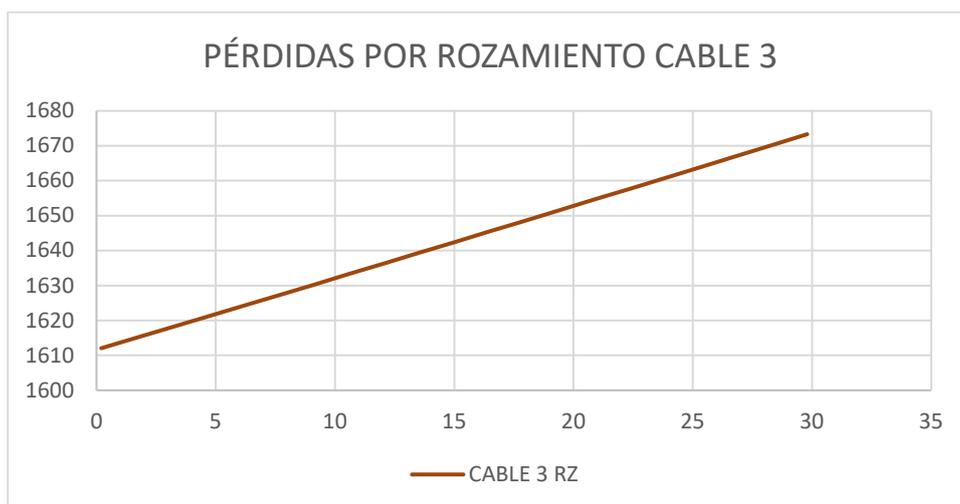


Gráfico. 3. Pérdidas por rozamiento cable 3. (Fuente: Elaboración propia)

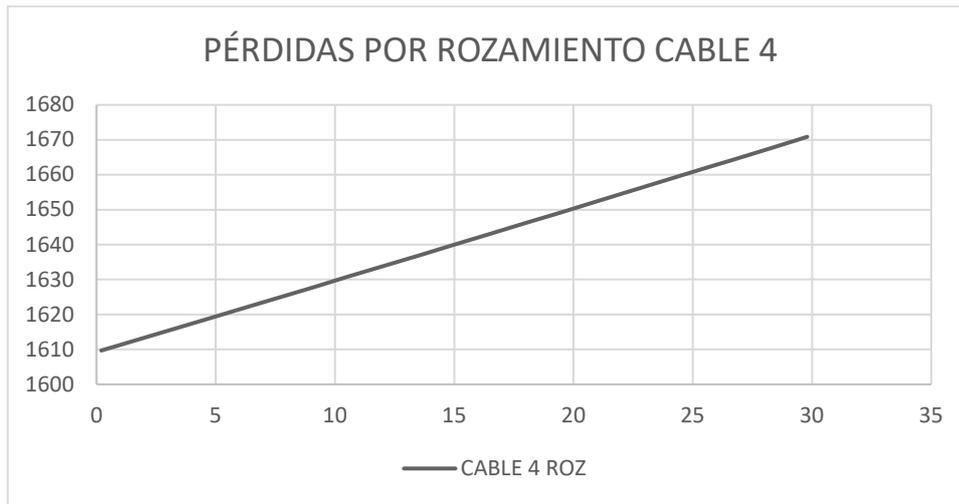


Gráfico. 4. Pérdidas por rozamiento cable 4. (Fuente: Elaboración propia)

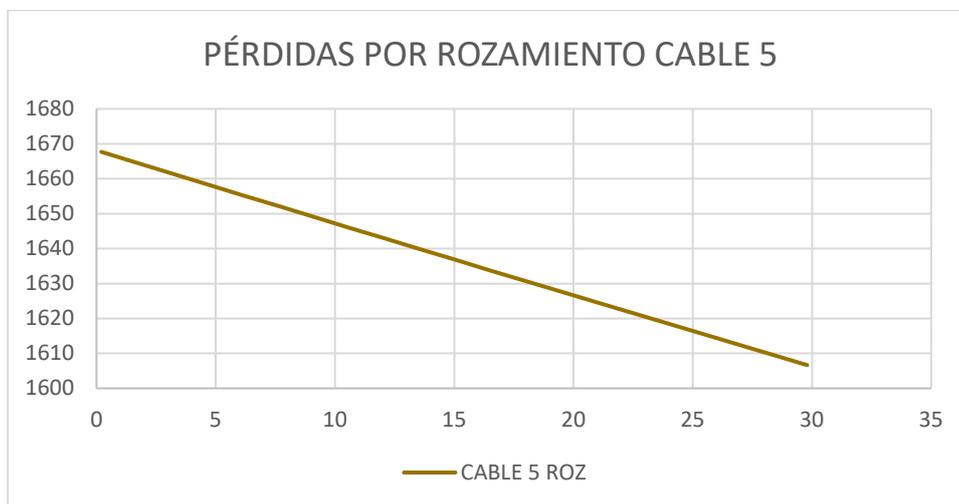


Gráfico. 5. Pérdidas por rozamiento cable 5. (Fuente: Elaboración propia)

3.2. Pérdidas por penetración de cuñas

Al igual que sucede con las pérdidas de rozamiento, las pérdidas por penetración de cuñas se han calculado de la misma manera, en un único procedimiento con la finalidad de poder calcular las pérdidas ocasionadas por esto.

En proyecto el autor da como valor máximo de penetración de cuñas un total de 4 mm por lo que se obtiene que para el cálculo se empleará la siguiente ecuación:

$$\Delta P_a = 2 * P_0 * (\mu \alpha_m + k) * (c - x)$$

Donde:

- ΔP_a : variación de la fuerza de tesado debido a la penetración de cuñas
- P_0 : fuerza de tesado
- μ : Coeficiente de rozamiento en curva del tendón
- K : Coeficiente de rozamiento parásito
- α : Ángulo medio de giro del cable
- c : Longitud de afectación de la penetración de la cuña
- x : posición en la que se ubica el punto de cálculo de la variación

Conocidos los datos de cada una de las variables que se han comentado anteriormente:

- $P_0 = 1675 \text{ kN}$
- $\mu = 0.21$
- $K = 0.00126$

Introduciendo los valores anteriormente descritos se puede despejar la ecuación anterior y dejarla en función de cada uno de los parámetros que dependen del trazado del cable y su longitud de afección quedando así:

$$\Delta P_a = 2 * 1675 * (0.21 * \alpha_m + 0.00126) * (c - x)$$

En esta ocasión, los tendones son los suficientemente largos como para que la distancia c , que es la distancia en la que se desarrolla las pérdidas por penetración de cuñas se obtiene de la siguiente expresión.

$$c = \sqrt{\frac{a * E_p * A_p}{P_0 * (\mu \alpha_m + k)}}$$

Donde:

- a : Corresponde con los valores de penetración máxima de cuña
- E_p : Módulo de elasticidad del acero de pretensado (190000 MPa)
- A_p : Área neta de acero (11.84 cm²)
- P_0 : fuerza de tesado (1675 kN)
- μ : Coeficiente de rozamiento en curva del tendón (0.21)
- K : Coeficiente de rozamiento parásito (0.00126)

- α_m : Ángulo medio de giro del cable

Despejando los valores en la expresión anterior queda el valor de c en función del ángulo medio de giro del cable:

$$c = \sqrt{\frac{4 * 190000 * 1184}{1675000 * (0.21\alpha_m + 0.00126)}}$$

Por lo que se obtiene que la expresión c es función en esta ocasión donde todos los cables presentan las mismas características del ángulo medio de giro del cable.

A continuación, se muestran los ángulos de giro medio y los valores obtenidos para cada uno de los cables:

	CABLE 1	CABLE 2	CABLE 3	CABLE 4	CABLE 5
α_m	0.0151	0.0118	0.0130	0.0124	0.0330
c	11.00	12.00	11.60	11.80	8.10
CABLE	CORTO	CORTO	CORTO	CORTO	CORTO

Tabla. 2. características del trazado de cada cable. (Fuente: Elaboración propia)

Una vez obtenidos todos los parámetros de la ecuación es posible obtener el resultado de las pérdidas por penetración de cuñas y las pérdidas por rozamiento, tal y como aparecen en las siguientes gráficas:

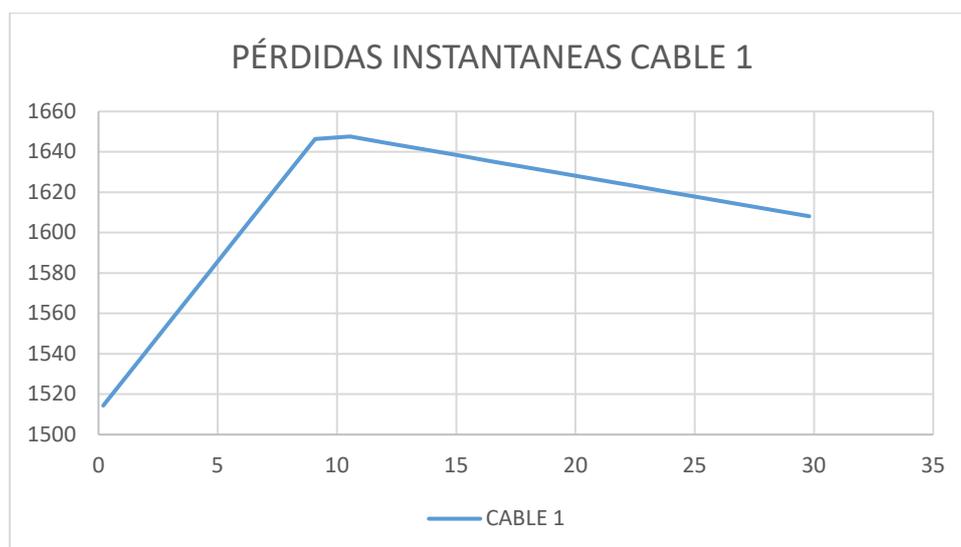


Gráfico. 6. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 1. (Fuente: Elaboración propia)

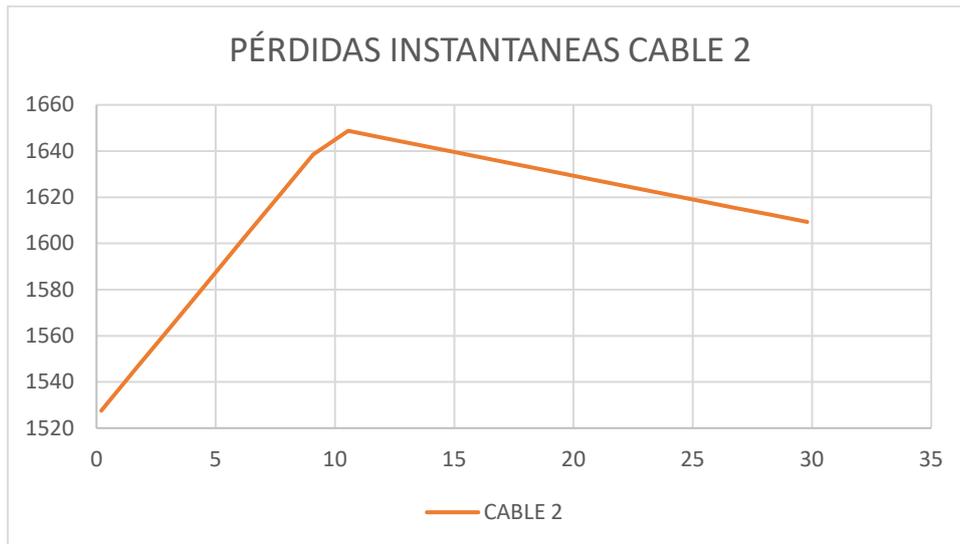


Gráfico. 7. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 2. (Fuente: Elaboración propia)

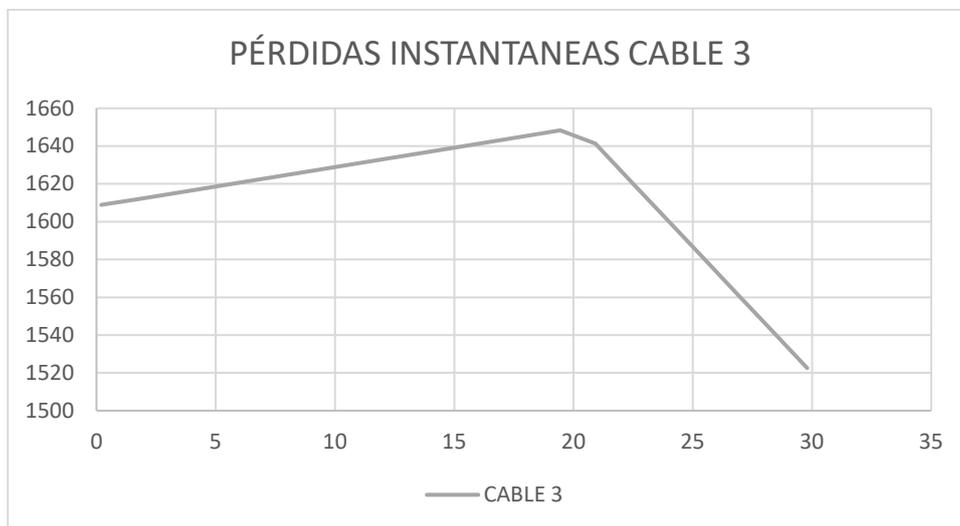


Gráfico. 8. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 3. (Fuente: Elaboración propia)

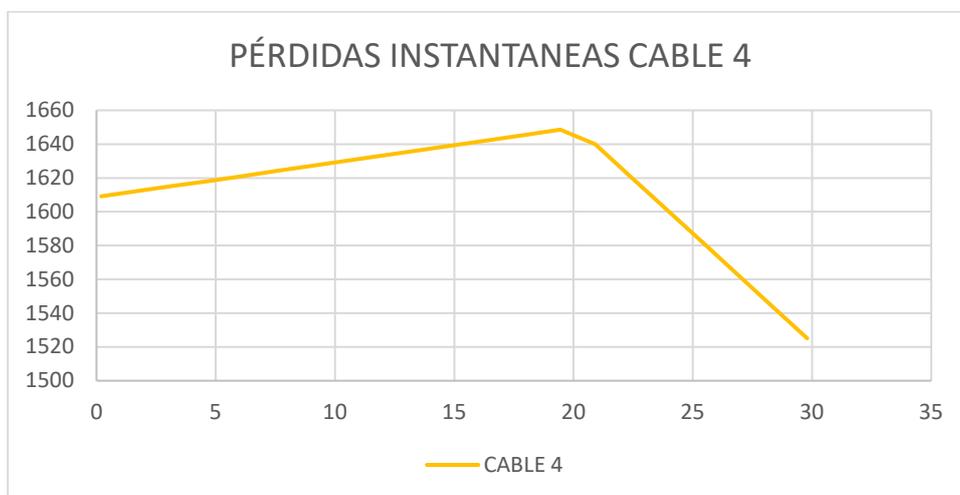


Gráfico. 9. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 4. (Fuente: Elaboración propia)

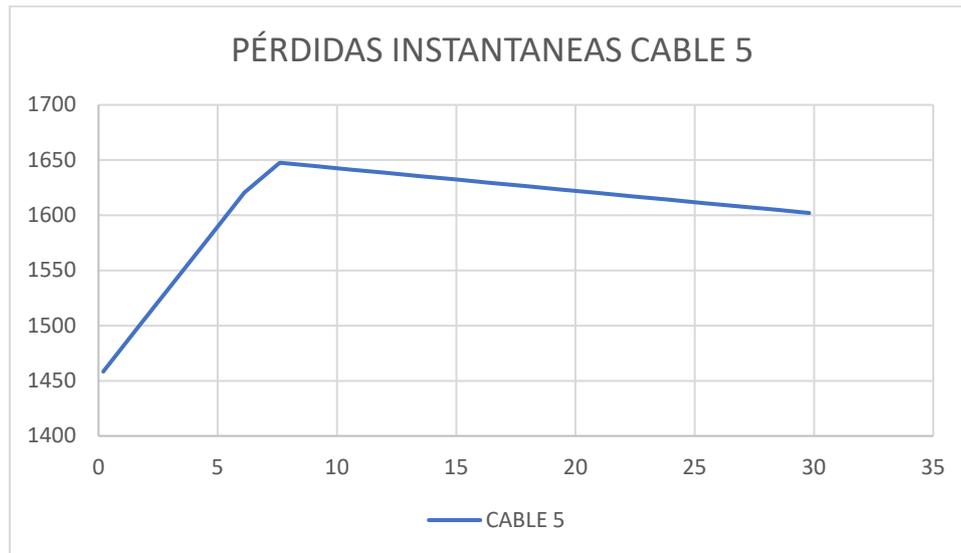


Gráfico. 10. Combinación de pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas cable 5. (Fuente: Elaboración propia)

3.3. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

Para este apartado es importante describir el proceso de tesado que recibió cada cable con la finalidad de poder comprender que pérdidas por acortamiento elástico se van a producir en la viga. En esta ocasión al presentar cambios en las distintas normativas comentadas anteriormente, se procede a realizar el cálculo con cada una de ellas.

a) Descripción del proceso de tesado de los cables

El procedimiento a seguir para realizar la secuencia de tesado y poder calcular las pérdidas por acortamiento elástico es el siguiente:

- 1- Tesado e inyección de lechada del cable 1.
- 2- Tesado e inyección de lechada del cable 2.
- 3- Tesado e inyección de lechada del cable 3.
- 4- Tesado e inyección de lechada del cable 4.
- 5- Tesado e inyección de lechada del cable 5.

Por lo tanto, lo tanto los cables del 1 al 4 presentarán una pérdida de tesado por acortamiento elástico del hormigón debido a las operaciones que se realizan posteriormente siendo el cable 1 el que más pérdidas por acortamiento elástico tendrá y el 4 tendrá una pérdida mucho menos debido a que solo será afectado por el acortamiento producido por el cable 5.

b) Método EP 77

En el método de la instrucción EP 77, en el artículo 39.4.3 viene definida de la siguiente manera: “en el caso de armaduras postesas constituidas por varios tendones que se van tesando sucesivamente, al tesar cada tendón se produce un nuevo acortamiento del hormigón que descarga, en la parte proporcional a este acortamiento a los anteriores ya anclados.

Por ello cuando las tensiones de compresión al nivel del baricentro de la armadura activa en fase de tesado sean apreciables, el valor de estas pérdidas ΔP_{el} , se podrá calcular, si los tendones se tesan sucesivamente en una sola operación, admitiendo que todos los tendones experimentan un acortamiento medio uniforme, función del número n de estos que se tesan sucesivamente”

Por lo tanto, la expresión obtenida en esta normativa hace referencia al trazado medio del cable quedando de la siguiente manera:

$$\Delta P_{el} = \sigma_{cp} * \frac{n - 1}{2n} * \frac{A_p * E_p}{E_{cj}}$$

Donde:

- A_p : sección total de la armadura activa.
- σ_{cp} : tensión de compresión, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por la fuerza $P_0 - \Delta P_{\mu} - \Delta P_a$
- E_p : módulo de elasticidad de las armaduras activas
- E_{cj} : módulo de elasticidad instantánea del hormigón para la edad j correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

Como se puede comprobar esta normativa a modo de simplificación establece el concepto de trazado medio, por lo tanto, desglosando esta formulación y aplicando realmente el concepto de acortamiento se tiene:

A partir de los alargamientos que se producen se puede llegar obtener que las pérdidas de fuerza que se producen en cada uno de los cables son:

$$\Delta l_s = \Delta l_c = \int_0^l \varepsilon_{cp}(x) * dx = \int_0^l \left(\frac{\sigma_{cp}(x)}{E_c} \right) * dx$$

Que se puede expresar en función de la tensión media σ_{cpm} de las tensiones del hormigón en la fibra situada a la misma cota que el cable a lo largo de la pieza.

$$\sigma_{cpm} = \frac{1}{l} * \int_0^l \sigma_{cp}(x) * dx$$

Quedando expresada la pérdida de pretensado por acortamiento elástico del hormigón en cada cable i, por:

$$(\Delta P_{el})_i = E_p * A_p * \frac{(\Delta l_s)_i}{l} = E_p * \frac{A_{pi}}{E_c} * (\sigma_{cpm})_i$$

Utilizando la expresión anterior y aplicándola para nuestro caso concreto las áreas son exactamente iguales para todos los casos, y al tener 5 cables de pretensado las pérdidas producidas en cada uno de ellos se definirá de la siguiente manera:

- Cable 1:

$$\Delta P_{el,1} = (\Delta P_{el,1})_2 + (\Delta P_{el,1})_3 + (\Delta P_{el,1})_4 + (\Delta P_{el,1})_5$$

- Cable: 2

$$\Delta P_{el,2} = (\Delta P_{el,2})_3 + (\Delta P_{el,2})_4 + (\Delta P_{el,2})_5$$

- Cable 3:

$$\Delta P_{el,3} = (\Delta P_{el,3})_4 + (\Delta P_{el,3})_5$$

- Cable 4:

$$\Delta P_{el,4} = (\Delta P_{el,4})_5$$

- Cable 5: en esta ocasión no se producen pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

$$\Delta P_{el,5} = 0$$

Para poder tener una aproximación real, se disponen de las características de sección homogenizada con la finalidad de poder tener una mejor veracidad de lo que sucede al ser vigas prefabricadas y siendo tesadas a los 28 días de la fabricación de estas:

Cor	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	-0.34	-0.54	-0.68	-0.76	-0.77	-0.77	-0.76	-0.75	-0.72	-0.71
C2	0.07	-0.30	-0.56	-0.72	-0.77	-0.75	-0.64	-0.44	-0.15	0.03
C3	-0.72	-0.75	-0.76	-0.77	-0.77	-0.76	-0.68	-0.54	-0.34	-0.21
C4	-0.15	-0.44	-0.64	-0.75	-0.77	-0.72	-0.56	-0.30	0.07	0.30
C5	0.73	0.13	-0.30	-0.56	-0.64	-0.56	-0.30	0.13	0.73	1.10
Ah	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Ih	1.06	1.08	1.10	1.12	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.07

Tabla. 3. Distancia al cdg de cada cable en función de su posición según normativa EP77. (Fuente: Elaboración propia)

Tras obtener los puntos de gravedad de cada cable en función de la variación del centro de gravedad del hormigón y con las características de sección homogenizada es posible obtener la tensión del hormigón a la altura de cada uno de los cables por puntos.

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	9.32	10.40	11.51	12.13	12.23	12.07	11.48	10.47	9.13	-0.32
C2	9.24	9.98	11.17	12.00	12.23	12.02	11.17	10.04	9.25	0.01
C3	9.40	10.75	11.73	12.17	12.23	12.03	11.27	10.18	9.21	-0.09
C4	9.28	10.23	11.40	12.11	12.23	11.91	10.96	9.83	9.30	0.13
C5	9.11	9.23	10.44	11.47	11.79	11.39	10.28	9.21	9.43	0.49

Tabla. 4. Tensión del hormigón a la altura de cada cable según su posición según normativa EP77 (Fuente: Elaboración propia)

Una vez obtenido esto se puede obtener a partir de la expresión mencionada anteriormente la variación de pretensado que provoca en cada cable las tensiones del hormigón en el cable con la variación media de la tensión en toda la viga.

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
$\Delta p1$	65.72	65.72	65.72	65.72	65.72	65.72	65.72	65.72	65.72	65.72
$\Delta p2$	64.75	64.75	64.75	64.75	64.75	64.75	64.75	64.75	64.75	64.75
$\Delta p3$	65.81	65.81	65.81	65.81	65.81	65.81	65.81	65.81	65.81	65.81
$\Delta p4$	64.82	64.82	64.82	64.82	64.82	64.82	64.82	64.82	64.82	64.82
$\Delta p5$	61.82	61.82	61.82	61.82	61.82	61.82	61.82	61.82	61.82	61.82

Tabla. 5. Pérdidas por acortamiento elástico de cada cable según EP77. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se muestran en una gráfica el conjunto de pérdidas instantáneas que se han producido en el hormigón, teniendo en cuenta las pérdidas de rozamiento, penetración de cuñas y las de acortamiento elástico:

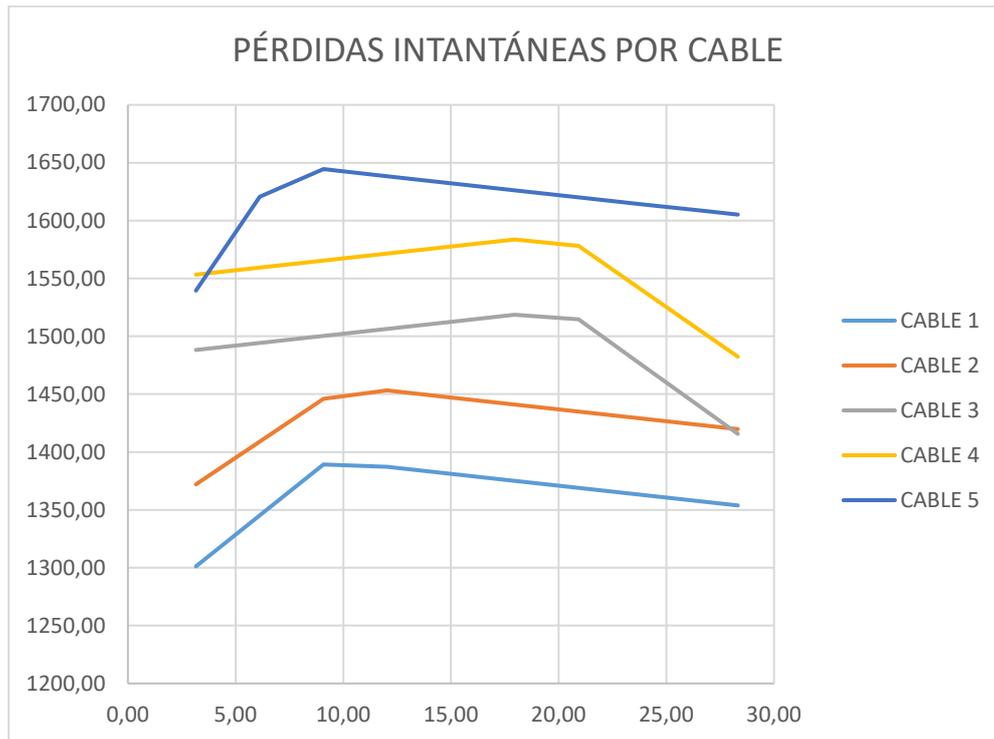


Gráfico. 11. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los cables. (Fuente: Elaboración propia)

c) Método EC2

El método del Eurocódigo 2 indica que se debería de tener en cuenta la pérdida de la fuerza de pretensado en la armadura activa que corresponde con la deformación del hormigón, considerando el orden de tesado de las armaduras activas, el cual establece la siguiente formulación:

$$\Delta P_{el} = A_p * E_p * \sum \left[\frac{j * \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

Donde:

- $\Delta \sigma_c(t)$: es la variación de tensión en el centro de la armadura activa aplicada a la edad t
- j: es un coeficiente que adopta dos valores distintos:
 - o $(n-1)/2n$: donde n es el número de armaduras activas idénticas pretensadas sucesivamente
 - o 1: para las variaciones debidas a las acciones permanentes aplicadas después del pretensado.

A partir de los alargamientos que se producen se puede llegar obtener que las pérdidas de fuerza que se producen en cada uno de los cables es:

$$\Delta l_s = \Delta l_c = \int_0^l \varepsilon_{cp}(x) * dx = \int_0^l \left(\frac{\sigma_{cp}(x)}{E_c} \right) * dx$$

Que se puede expresar en función de la tensión media σ_{cpm} de las tensiones del hormigón en la fibra situada a la misma cota que el cable a lo largo de la pieza.

$$\sigma_{cpm} = \frac{1}{l} * \int_0^l \sigma_{cp}(x) * dx$$

Quedando expresada la pérdida de pretensado por acortamiento elástico del hormigón en cada cable i, por:

$$(\Delta P_{el})_i = E_p * A_p * \frac{(\Delta l_s)_i}{l} = E_p * \frac{A_{pi}}{E_c} * (\sigma_{cpm})_i$$

Utilizando la expresión anterior y aplicándola para nuestro caso concreto las áreas son exactamente iguales para todos los casos, y al tener 5 cables de pretensado las pérdidas producidas en cada uno de ellos se definirá de la siguiente manera:

- Cable 1:

$$\Delta P_{el,1} = (\Delta P_{el,1})_2 + (\Delta P_{el,1})_3 + (\Delta P_{el,1})_4 + (\Delta P_{el,1})_5$$

- Cable: 2

$$\Delta P_{el,2} = (\Delta P_{el,2})_3 + (\Delta P_{el,2})_4 + (\Delta P_{el,2})_5$$

- Cable 3:

$$\Delta P_{el,3} = (\Delta P_{el,3})_4 + (\Delta P_{el,3})_5$$

- Cable 4:

$$\Delta P_{el,4} = (\Delta P_{el,4})_5$$

- Cable 5: en esta ocasión no se producen pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

$$\Delta P_{el,5} = 0$$

Como se puede observar, para poder obtener estas pérdidas es necesario el cálculo de la tensión en el hormigón a la altura del centro de gravedad de la armadura. Para realizar

este cálculo se procede a realizar el cálculo a partir de las secciones homogenizada de puesto que el centro de gravedad varía en función de la posición en el que nos encontramos, por lo que a continuación se exponen los puntos de cálculo y el valor de la inercia homogenizada en cada uno de ellos:

Co	3.16	6.1	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	-0.34	-0.54	-0.68	-0.76	-0.77	-0.77	-0.76	-0.75	-0.72	-0.71
C2	0.07	-0.30	-0.56	-0.72	-0.77	-0.75	-0.64	-0.44	-0.15	0.03
C3	-0.72	-0.75	-0.76	-0.77	-0.77	-0.76	-0.68	-0.54	-0.34	-0.21
C4	-0.15	-0.44	-0.64	-0.75	-0.77	-0.72	-0.56	-0.30	0.07	0.30
C5	0.73	0.13	-0.30	-0.56	-0.64	-0.56	-0.30	0.13	0.73	1.10
Ah	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Ih	1.06	1.08	1.10	1.12	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.07

Tabla. 6. Distancia al cdg de cada cable en función de su posición según normativa EC2. (Fuente: Elaboración propia)

Tras obtener los puntos de gravedad de cada cable en función de la variación del centro de gravedad del hormigón y con las características de sección homogenizada es posible obtener la tensión del hormigón a la altura de cada uno de los cables por puntos.

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	9.32	10.40	11.51	12.13	12.23	12.07	11.48	10.47	9.13	8.38
C2	9.24	9.98	11.17	12.00	12.23	12.02	11.17	10.04	9.25	9.26
C3	9.40	10.75	11.73	12.17	12.23	12.03	11.27	10.18	9.21	8.97
C4	9.28	10.23	11.40	12.11	12.23	11.91	10.96	9.83	9.30	9.58
C5	9.11	9.23	10.44	11.47	11.79	11.39	10.28	9.21	9.43	10.54

Tabla. 7. Tensión del hormigón a la altura de cada cable según su posición según normativa EC2. (Fuente: Elaboración propia)

Una vez obtenido esto se puede obtener a partir de la expresión mencionada anteriormente la variación de pretensado que provoca en cada cable las tensiones del hormigón en el cable.

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	71.99	71.99	71.99	71.99	71.99	71.99	71.99	71.99	71.99	71.99
C2	71.29	71.29	71.29	71.29	71.29	71.29	71.29	71.29	71.29	71.29
C3	72.13	72.13	72.13	72.13	72.13	72.13	72.13	72.13	72.13	72.13
C4	71.38	71.38	71.38	71.38	71.38	71.38	71.38	71.38	71.38	71.38
C5	68.62	68.62	68.62	68.62	68.62	68.62	68.62	68.62	68.62	68.62

Tabla. 8. Pérdidas por acortamiento elástico de cada cable según EC2. (Fuente: Elaboración propia)

A partir de las distintas variaciones de pretensado y aplicando las pérdidas generadas a las pérdidas por rozamiento y por penetración de cuñas en los cables anteriores se tiene que:

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	1275	1319	1363	1361	1355	1349	1343	1337	1331	1328
C2	1352	1389	1426	1434	1427	1421	1415	1409	1403	1400
C3	1475	1481	1487	1493	1499	1505	1501	1462	1422	1402
C4	1546	1553	1559	1565	1571	1577	1571	1533	1495	1476
C5	1540	1621	1645	1638	1632	1626	1620	1614	1608	1605

Tabla. 9. Fuerza de pretensado resultante en cada cable tras las pérdidas por acortamiento elástico de cada cable según EC2. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se muestran en una gráfica el conjunto de pérdidas instantáneas que se han producido en el hormigón, teniendo en cuenta las pérdidas de rozamiento, penetración de cuñas y las de acortamiento elástico:

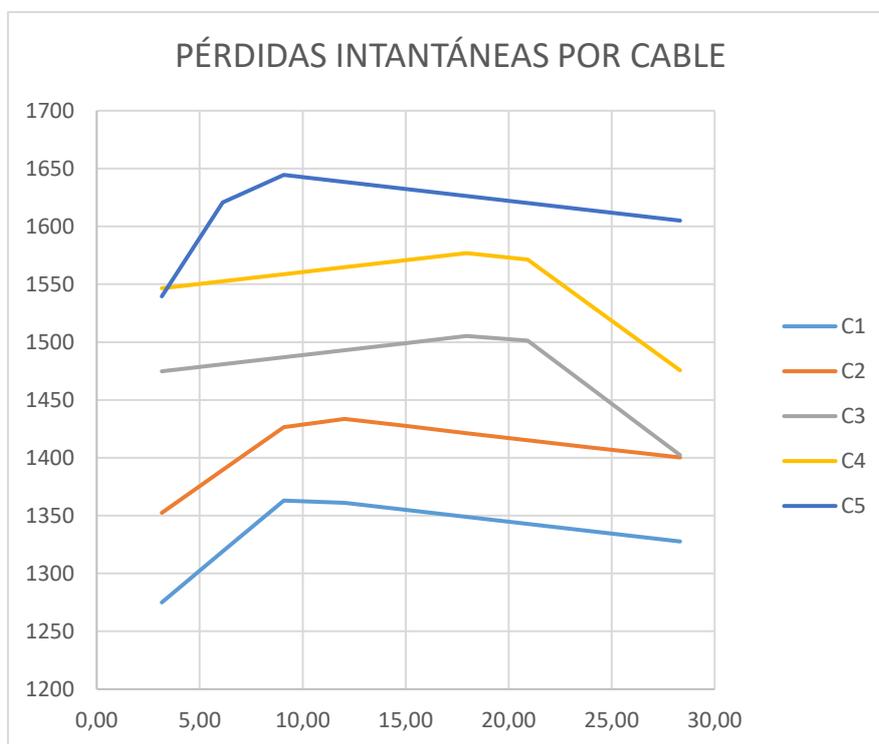


Gráfico. 12. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los cables. (Fuente: Elaboración propia)

d) AASTHO-2020

En la normativa AASTHO-2020 viene referido el mismo criterio que las otras dos normativas para el cálculo de las pérdidas por acortamiento elástico, lo cual parece indicar que el procedimiento se ha mantenido en las normativas hasta hoy en día.

En esta ocasión también hace referencia al trazado medio del cable, por lo tanto, es importante obtener un desarrollo a partir del alargamiento que se produce en la pieza.

A continuación, se describe el procedimiento que viene recogido en el artículo 5.9.3.2.3b denominada elementos postesados.

$$\Delta P_{el} = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ct}} * f_{cgp}$$

Donde:

- N: Número de tendones idénticos de pretensado
- f_{cgp} : una de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de tendones de pretensado y el peso propio del elemento en las secciones de momento máximo.

Por lo tanto, se deduce que en esta ocasión se ha de tener el peso propio del hormigón, que no se tenía en cuenta en las anteriores normativas aplicada.

A continuación, tal y como se ha realizado con anterioridad se comenta el desarrollo para obtener las pérdidas debido al acortamiento elástico del hormigón por cable:

$$\Delta l_s = \Delta l_c = \int_0^l \varepsilon_{cp}(x) * dx = \int_0^l \left(\frac{f_{cg}(x)}{E_c} \right) * dx$$

Que se puede expresar en función de la tensión en la sección de máximo momento f_{cgp} de las tensiones del hormigón en la fibra situada a la misma cota que el cable a lo largo de la pieza.

$$f_{cgp} = MAX(f_{cg}(x))$$

Quedando expresada la pérdida de pretensado por acortamiento elástico del hormigón en cada cable i, por:

$$(\Delta P_{el})_i = E_p * A_p * \frac{(\Delta l_s)_i}{l} = E_p * \frac{A_{pi}}{E_c} * (f_{cgp})_i$$

Utilizando la expresión anterior y aplicándola para nuestro caso concreto las áreas son exactamente iguales para todos los casos, y al tener 5 cables de pretensado las pérdidas producidas en cada uno de ellos se definirá de la siguiente manera:

- Cable 1:

$$\Delta P_{el,1} = (\Delta P_{el,1})_2 + (\Delta P_{el,1})_3 + (\Delta P_{el,1})_4 + (\Delta P_{el,1})_5$$

- Cable: 2

$$\Delta P_{el,2} = (\Delta P_{el,2})_3 + (\Delta P_{el,2})_4 + (\Delta P_{el,2})_5$$

- Cable 3:

$$\Delta P_{el,3} = (\Delta P_{el,3})_4 + (\Delta P_{el,3})_5$$

- Cable 4:

$$\Delta P_{el,4} = (\Delta P_{el,4})_5$$

- Cable 5: en esta ocasión no se producen pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

$$\Delta P_{el,5} = 0$$

Tras obtener los puntos de gravedad de cada cable en función de la variación del centro de gravedad del hormigón y con las características de sección homogenizada es posible obtener la tensión del hormigón a la altura de cada uno de los cables por puntos.

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	10.69	13.06	15.50	17.12	17.56	17.41	16.53	14.90	12.54	11.11
C2	9.75	11.64	14.50	16.75	17.56	17.40	16.03	13.58	11.01	10.16
C3	11.57	14.24	16.15	17.23	17.56	17.40	16.19	14.02	11.51	10.48
C4	10.25	12.48	15.18	17.06	17.56	17.28	15.54	12.84	10.36	9.79
C5	8.22	9.16	12.36	15.22	16.29	16.16	13.80	10.61	8.45	8.69

Tabla. 10. Tensión a la altura de cada cable según AASTHO. (Fuente: Elaboración propia)

Una vez obtenido esto se puede obtener a partir de la expresión mencionada anteriormente la variación de pretensado que provoca en cada cable las tensiones del hormigón en el cable.

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113
C2	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113
C3	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113
C4	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113
C5	105	105	105	105	105	105	105	105	105	105

Tabla. 11. Variación de la fuerza de pretensado de cada cable según AASTHO. (Fuente: Elaboración propia)

A partir de las distintas variaciones de pretensado y aplicando las pérdidas generadas a las pérdidas por rozamiento y por penetración de cuñas en los cables anteriores se tiene que:

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	1054	1098	1121	1115	1109	1103	1097	1091	1085	1082
C2	1191	1228	1256	1250	1244	1238	1232	1226	1220	1217
C3	1359	1366	1372	1378	1384	1390	1363	1323	1284	1264
C4	1494	1500	1506	1512	1518	1524	1496	1458	1420	1401
C5	1580	1648	1641	1635	1629	1623	1617	1611	1605	1602

Tabla. 12. Fuerza de pretensado resultante en cada cable tras las pérdidas por acortamiento elástico de cada cable según AASTHO-2020. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se muestran en una gráfica el conjunto de pérdidas instantáneas que se han producido en el hormigón, teniendo en cuenta las pérdidas de rozamiento, penetración de cuñas y las de acortamiento elástico:

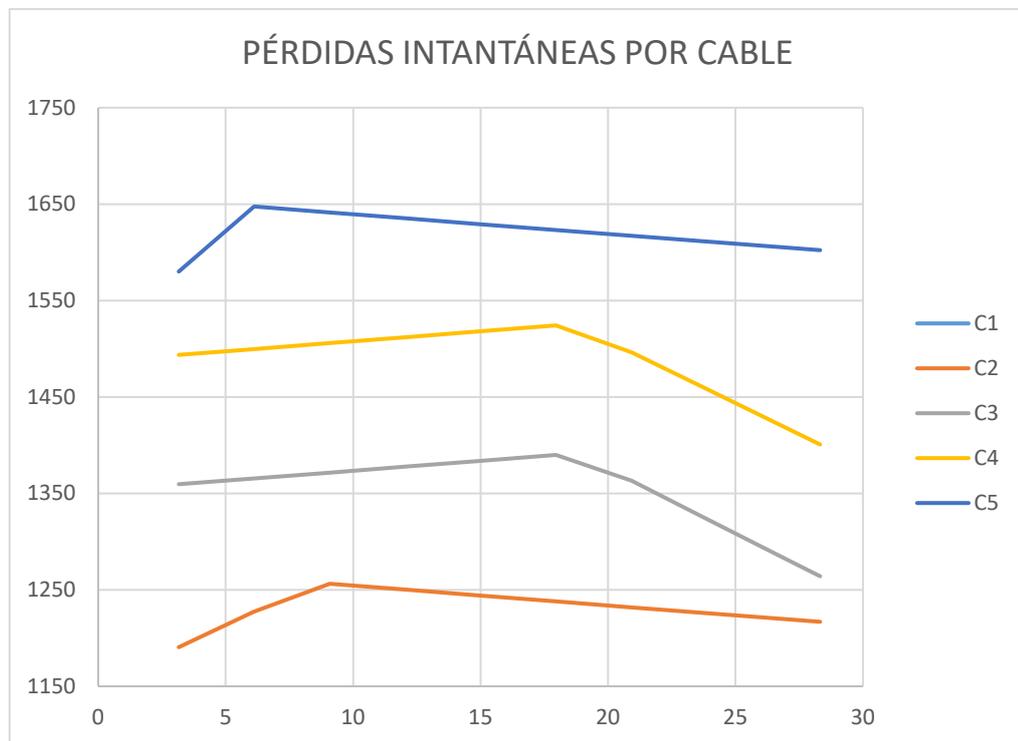


Gráfico. 13. Conjunto de pérdidas instantáneas de pretensado de cada uno de los cables. (Fuente: Elaboración propia)

4. Pérdidas diferidas

4.1. Método de cálculo EP77

En la normativa EP 77 en el artículo 39.5 denominada: “Valoración de las pérdidas diferidas de fuerza”, la definición y el procedimiento de cálculo para poder valorar este tipo de pérdidas que se pueden llegar a producir en los puentes.

Se cita a continuación la definición de pérdidas que viene recogida en el artículo:

“Se denominan pérdidas diferidas de fuerza, a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben, esencialmente, al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia, y a la relajación del acero de tales armaduras.”

Por lo tanto, se debe de tener en cuenta 3 tipos de pérdidas que se producen debido al paso del tiempo por las características de los materiales. A continuación, se describe el procedimiento a desarrollar para poder proceder al cálculo de esta.

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{4f} + \Delta P_{5f} + \Delta P_{6f}$$

a) Pérdidas por retracción

De forma simplificada la normativa recoge que se puede realizar un análisis de las pérdidas independientes entre las producidas por la retracción y las producidas por las de fluencia, por lo tanto, para este apartado se define las pérdidas por retracción de la siguiente forma:

$$\Delta P_{4f} = \varepsilon_{rf} * E_p * A_p$$

Donde:

- ε_{rf} : se denomina al valor final de la retracción del hormigón a partir de la introducción del pretensado definido en el art. 35.9 de la normativa EP77, pero al estar aplicable en el momento de proyección del puente la EH-82, se ha considerado esta última para obtener el módulo de retracción, el cual el cálculo se ha realizado en el anejo anterior: (0.000153).
- E_p : módulo de elasticidad de la armadura activa.
- A_p : área de acero neta de la armadura activa.

Por lo tanto, los valores de pérdidas de retracción serán contantes e iguales para cada uno de los cables que conforman el sistema de pretensado.

	1.68	4.64	7.6	10.56	13.52	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C1	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10
C2	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10
C3	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10
C4	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10
C5	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10

Tabla. 13. Fuerza de pretensado resultante en cada cable tras las pérdidas por retracción de cada cable según EP77. (Fuente: Elaboración propia)

b) Pérdidas por fluencia EP77

En la normativa se describe como la pérdida final debida a la fluencia del hormigón, siempre que se trate de tendones adherentes, se valora mediante la siguiente expresión:

$$\Delta P_{5f} = \varphi_f * \sigma_{cpg} * \frac{E_p}{E_c} * A_p$$

Donde:

- φ_f : Valor final del coeficiente de fluencia se denomina al valor final de la fluencia producida por las cargas permanentes en el hormigón a partir de la introducción del pretensado definido en el art. 35.9 de la normativa EP77, pero al estar aplicable en el momento de proyección del puente la EH-82, se ha considerado esta última para obtener el módulo de retracción, el cual el cálculo se ha realizado en el anejo anterior: (1.6225).
- σ_{cpg} : tensión en el hormigón, a nivel del centro de gravedad de las armaduras activas, producida por el valor característica inicial de la fuerza de pretensado P_{ki} y la totalidad de las cargas permanentes.
- E_p : módulo de elasticidad del acero de las armaduras activas.
- E_c : módulo de deformación longitudinal secante del hormigón a los 28 días.
- A_p : sección neta de acero de las armaduras activas.

Por lo que la ecuación anterior quedaría de la siguiente manera en función de la tensión en el hormigón a la altura de la armadura activa.

$$\Delta P_{5f} = 1.6225 * \sigma_{cpg} * \frac{190000}{35545.7} * 1184$$

Por lo que tenemos que para poder obtener las pérdidas debido a la fluencia es necesario obtener los esfuerzos provocados por las acciones permanentes y por el pretensado, por lo que se tiene:

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Mp	482	2397	3468	4182	4538	4583	4405	3869	2977	1728	969

Tabla. 14. Momento debido a las cargas permanentes y el pretensado. (Fuente: Elaboración propia)

Una vez obtenido estos esfuerzos permanentes, es necesario obtener las tensiones que provocan cada una de las cargas, el pretensado, el momento que genera el pretensado y el momento flector debido a acciones exteriores:

En las siguientes tablas se muestran los valores de tensiones y las pérdidas que se producen debido a las tensiones aplicadas:

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ϕ	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
σ_{cgp}	8613	8769	9229	9554	9648	9642	9755	9747	9489	8990	8624
ΔP_{5f}	88.6	90.2	94.9	98.3	99.3	99.2	100.3	100.3	97.6	92.5	88.7

Tabla. 15. Pérdidas por fluencia para el cable 1, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ϕ	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
σ_{cgp}	8958	8990	9206	9507	9639	9642	9754	9695	9379	9037	8943
ΔP_{5f}	92.2	92.5	94.7	97.8	99.2	99.2	100.3	99.7	96.5	93.0	92.0

Tabla. 16. Pérdidas por fluencia para el cable 2, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ϕ	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
σ_{cgp}	8003	8573	9246	9579	9649	9642	9754	9712	9415	9021	8838
ΔP_{5f}	82.3	88.2	95.1	98.5	99.3	99.2	100.3	99.9	96.9	92.8	90.9

Tabla. 17. Pérdidas por fluencia para el cable 3, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ϕ	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
σ_{cgp}	8882	8865	9221	9542	9648	9642	9742	9644	9317	9057	8930
ΔP_{5f}	91.4	91.2	94.9	98.2	99.3	99.2	100.2	99.2	95.8	93.2	91.9

Tabla. 18. Pérdidas por fluencia para el cable 4, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ϕ	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
σ_{cgp}	9186	7432	9163	9380	9528	9537	9630	9462	9132	7729	8046
ΔP_{5f}	94.5	76.5	94.3	96.5	98.0	98.1	99.1	97.3	93.9	79.5	82.8

Tabla. 19. Pérdidas por fluencia para el cable 5, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

c) Pérdidas por relajación de las armaduras activas

En el artículo 39.5.2 se recoge el método de cálculo para la evaluación de las pérdidas por relajación del acero en el cual se comenta:

“Para tener en cuenta los efectos reductores de la relajación derivados de la reducción de la tensión de las armaduras activas a causa de la retracción y la fluencia del hormigón, puede considerarse que el valor final de (ΔP_{6f}) de la pérdida por relajación, se deduce según:”

$$\Delta P_{6f} = \rho_f * (P_{ki} - 2 * (\Delta_{4f} + \Delta_{5f}))$$

Donde:

- ΔP_{6f} : pérdidas finales de fuerza por relajación del acero.
- P_f : valor final de la relajación del acero para P_{ki} el cual ha sido obtenido en el anejo anterior (0,03317).

Así pues obtenidas los valores de la fluencia y retracción por cable es posible obtener las pérdidas por relajación de los tendones.

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
p	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
ΔP_{4f}	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1
ΔP_{5f}	88.6	90.2	94.9	98.3	99.3	99.2	100.3	100.3	97.6	92.5	88.7
Δp	34.7	35.7	35.5	34.7	33.8	33.6	33.4	34.0	35.3	36.8	37.2

Tabla. 20. Pérdidas por relajación para el cable 1 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
p	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
ΔP_{4f}	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1
ΔP_{5f}	92.2	92.5	94.7	97.8	99.2	99.2	100.3	99.7	96.5	93.0	92.0
Δp	36.8	37.7	37.8	37.6	36.8	36.7	36.4	36.9	38.0	39.0	39.1

Tabla. 21. Pérdidas por relajación para el cable 2 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
p	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
ΔP_{4f}	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1
ΔP_{5f}	82.3	88.2	95.1	98.5	99.3	99.2	100.3	99.9	96.9	92.8	90.9
Δp	41.6	41.5	40.6	39.8	39.6	39.7	39.8	40.2	39.9	39.4	38.9

Tabla. 22. Pérdidas por relajación para el cable 3 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
p	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
ΔP_{4f}	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1
ΔP_{5f}	91.4	91.2	94.9	98.2	99.3	99.2	100.2	99.2	95.8	93.2	91.9
Δp	43.0	43.5	43.1	42.7	42.6	42.7	42.8	43.0	42.4	41.5	40.9

Tabla. 23. Pérdidas por relajación para el cable 4 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

	1.68	4.64	7.60	10.56	13.52	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
p	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
ΔP_{4f}	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1	34.1
ΔP_{5f}	94.5	76.5	94.3	96.5	98.0	98.1	99.1	97.3	93.9	79.5	82.8
Δp	41.2	45.1	46.1	45.8	45.5	45.4	45.1	45.0	45.1	45.8	45.5

Tabla. 24. Pérdidas por relajación para el cable 5 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración propia)

d) Pérdidas diferidas totales método EP-77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{cs}	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10
ΔP_{ϕ}	88.45	92.52	96.96	98.99	99.19	100.35	100.28	97.62	92.48	88.72
ΔP_r	35.45	35.63	35.35	34.14	33.60	33.36	33.97	35.35	36.78	37.21
TOT	158.0	162.2	166.4	167.2	166.9	167.8	168.3	167.0	163.3	160.0

Tabla. 25. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 1 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{cs}	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10
ΔP_{ϕ}	90.91	93.14	96.43	98.68	99.19	100.34	99.74	96.48	92.97	92.00
ΔP_r	37.51	37.81	37.76	37.11	36.66	36.41	36.89	37.97	38.96	39.08
TOT	162.5	165.1	168.3	169.9	169.9	170.8	170.7	168.6	166.0	165.2

Tabla. 26. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 2 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{cs}	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10
ΔP_{ϕ}	83.83	92.01	97.31	99.08	99.19	100.34	99.91	96.86	92.80	90.92
ΔP_r	41.78	41.07	40.15	39.64	39.66	39.81	40.20	39.87	39.42	38.91
TOT	159.7	167.2	171.6	172.8	172.9	174.2	174.2	170.8	166.3	163.9

Tabla. 27. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 3 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{cs}	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10
ΔP_{ϕ}	90.74	92.78	96.79	98.94	99.19	100.22	99.22	95.85	93.17	91.87
ΔP_r	43.37	43.37	42.91	42.62	42.68	42.82	42.98	42.35	41.53	40.93
TOT	168.2	170.2	173.8	175.6	175.9	177.1	176.3	172.3	168.8	166.9

Tabla. 28. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 4 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{cs}	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10	34.10
ΔP_{ϕ}	75.90	86.44	95.29	97.43	98.11	99.07	97.34	93.94	79.51	82.77
ΔP_r	43.77	45.77	45.97	45.63	45.38	45.11	45.03	45.05	45.81	45.49
TOT	153.8	166.3	175.4	177.2	177.6	178.3	176.5	173.1	159.4	162.4

Tabla. 29. Pérdidas totales por efectos diferidos para el cable 5 en kN, según EP-77. (Fuente: Elaboración Propia)

4.2. Método de cálculo EC2

El método de utilizado por el Eurocódigo 2 y que actualmente no está vigente en el Código Estructural, define como método de cálculo para las pérdidas diferidas el siguiente:

"Las pérdidas diferidas se pueden calcular a partir de las dos reducciones de tensión siguientes:

1. Debidas a la reducción por alargamiento causada por la deformación del hormigón debida a la fluencia y a la retracción, bajo cargas permanentes;
2. La reducción de tensión en el acero debida a la relajación bajo tensión.

Por lo que se describe a continuación un método simplificado para evaluar las pérdidas diferidas en la posición x bajo las cargas permanentes en la ecuación siguiente:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p * \frac{\varepsilon_{cs} * E_p + 0.8 * \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0.8 * \varphi(t, t_0)]}$$

Donde:

- $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$: es el valor absoluto de la variación de tensión en la armadura activa, producida por la fluencia, retracción y relajación en una posición x , a tiempo t .
- ε_{cs} : es la deformación de retracción estimada conforme al punto 6 del apartado 3.1.4 en valor absoluto, calculado ya con anterioridad en el anejo IV obteniendo un valor de 0,00036.
- E_p : Módulo de la armadura activa
- E_{cm} : Módulo de elasticidad del hormigón.
- $\Delta \sigma_{pr}$: es el valor absoluto de la variación de tensión de la armadura activa en la posición x , a tiempo t , debida a la relajación del acero de la armadura activa.
- $\varphi(t, t_0)$: es el coeficiente de fluencia a tiempo t y con la carga aplicada a tiempo t_0 obtenido en el anejo anterior y obteniendo un valor de 2.18
- $\sigma_{c,QP}$: es la tensión del hormigón adyacente a la armadura activa debida al peso propio, al pretensado inicial y a otras acciones cuasipermanentes si son relevantes.

Para realizar el procedimiento de forma adecuada y se puede dividir las distintas formas en pérdidas por retracción, pérdidas por fluencia y pérdidas por relajación del acero, por ello se procede a realizar por separado cada uno de las distintas formulaciones para obtener las pérdidas de pretensado.

Para poder obtener las distintas pérdidas que se producen por lo distintos efectos diferidos de los materiales se procede a desarrollar la formulación

a) Pérdidas por Retracción EC2

$$\Delta P_s = A_p * (\varepsilon_{cs} * E_p)$$

Con esto se tiene pues las pérdidas que se generan debido a los efectos de retracción, que sustituyendo valores se tiene que:

$$\Delta P_r = 1184 * \frac{(0.00036 * 19000)}{1000} = 80.99 \text{ kN}$$

Por lo que se trata de unas pérdidas de tensión constante en toda la viga y para cada cable por lo que se tiene que en todos los cables se producirá la misma pérdida por retracción.

b) Pérdidas por fluencia EC2

El término de fluencia que se deduce de la expresión general es:

$$\Delta P_c = \frac{E_p}{E_{cm}} * \varphi(t, t_0) * \sigma_{c,QP}$$

Sustituyendo valores constantes para cada uno de los cables de pretensado se tienen:

$$\Delta P_c = \frac{190000}{34077.1} * 2.177 * \sigma_{c,QP} = 5.575 * 2.177 * \sigma_{c,QP} = 12.1415 * \sigma_{c,QP}$$

Por lo tanto, la única variación que se producirá en los distintos cables es debido a la tensión en el hormigón a la altura del cable, por lo que para ello se obtienen las tensiones del hormigón en las distintas alturas de paso de cables a lo largo de la viga:

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.8
$\sigma_{c,QP}$	9.8	11.0	11.9	12.2	12.2	12.1	11.5	10.5	9.1	8.4
$\Delta\sigma_{c,QP}$	-0.7	-1.7	-2.5	-3.0	-3.1	-3.0	-2.7	-2.1	-1.2	-0.5
SUMA	9.1	9.3	9.4	9.2	9.1	9.1	8.8	8.4	8.0	7.9

Tabla. 30. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 1 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.8
$\sigma_{c,QP}$	9.48	10.58	11.66	12.20	12.21	12.02	11.17	10.04	9.25	9.26
$\Delta\sigma_{c,QP}$	-0.20	-1.21	-2.27	-2.96	-3.12	-2.94	-2.26	-1.22	-0.24	0.02

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente de carretera tipo construido en la década de 1990.

SUMA	9.28	9.37	9.39	9.24	9.08	9.07	8.91	8.81	9.01	9.29
-------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Tabla. 31. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 2 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.8
$\sigma_{c,QP}$	10.10	11.31	12.02	12.24	12.21	12.03	11.27	10.18	9.21	8.97
$\Delta\sigma_{c,QP}$	-0.20	-1.21	-2.27	-2.96	-3.12	-2.94	-2.26	-1.22	-0.24	0.02
SUMA	9.90	10.10	9.75	9.28	9.08	9.09	9.02	8.96	8.97	8.99

Tabla. 32. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 3 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.8
$\sigma_{c,QP}$	9.67	10.84	11.83	12.24	12.21	11.91	10.96	9.83	9.30	9.58
$\Delta\sigma_{c,QP}$	-0.50	-1.52	-2.46	-3.00	-3.12	-2.81	-1.97	-0.82	0.12	0.19
SUMA	9.17	9.33	9.37	9.23	9.08	9.09	8.99	9.00	9.41	9.77

Tabla. 33. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 4 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.8
$\sigma_{c,QP}$	8.94	9.80	11.02	11.73	11.77	11.39	10.28	9.21	9.43	10.54
$\Delta\sigma_{c,QP}$	0.66	-0.29	-1.56	-2.43	-2.61	-2.18	-1.05	0.36	1.19	0.72
SUMA	9.60	9.50	9.46	9.31	9.17	9.21	9.23	9.57	10.62	11.25

Tabla. 34. Tensiones producidas por la situación cuasi-permanente a la altura del cable 5 en MPa, según EC2. (Fuente; Elaboración Propia)

Una vez obtenido estas tensiones ya es posible calcular las pérdidas de pretensado que se producen en cada cable y en cada sección en kN:

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.8
$\Delta\phi$	59.99	61.39	61.84	60.96	59.96	59.80	58.13	55.53	52.56	52.26

Tabla. 35. Pérdida por fluencia en kN en el cable 1, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.8
$\Delta\phi$	61.27	61.86	62.01	61.00	59.96	59.88	58.85	58.17	59.47	61.30

Tabla. 36. Pérdida por fluencia en kN en el cable 2, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.8
$\Delta\phi$	65.3	66.6	64.3	61.2	59.9	60.0	59.5	59.1	59.2	59.3

Tabla. 37. Pérdida por fluencia en kN en el cable 3, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.8
$\Delta\phi$	60.5	61.5	61.8	60.9	59.9	60.0	59.3	59.4	62.1	64.5

Tabla. 38. Pérdida por fluencia en kN en el cable 4, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_c	60.13	61.92	65.77	68.81	69.28	69.13	66.36	62.72	62.86	66.21

Tabla. 39. Pérdida por fluencia en kN en el cable 5, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

c) Pérdidas por relajación del acero EC2

Al igual que sucede con los otros dos apartados, es posible obtener la pérdida que genera la relajación del acero a lo largo del tiempo, por lo tanto, de la expresión inicial se obtiene que:

$$\Delta_r = 0.8 * \Delta\sigma_{pr}$$

Por lo tanto, se tiene que las pérdidas por relajación de los tendones es función de la variación de tensión a la altura de las armaduras activas debido a la relajación de los tendones, por lo que se tiene que:

$$\Delta\sigma_{pr} = \rho * \left(\frac{P_x}{A_p}\right) = 0.03317 * \left(\frac{P_x}{11.84 * 10^{-4}}\right)$$

Por lo tanto, las pérdidas por relajación del acero es función de la fuerza de pretensado actuante durante el trazado del cable, aplicando las pérdidas instantáneas.

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.8
Δp	34.4	35.5	36.2	36.0	35.8	35.7	35.5	35.4	35.2	35.1

Tabla. 40. Pérdida por relajación en kN en el cable 1, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.8
Δp	36.3	37.3	38.1	37.9	37.8	37.6	37.4	37.3	37.1	37.0

Tabla. 41. Pérdida por relajación en kN en el cable 2, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.8
Δp	39.2	39.3	39.5	39.7	39.8	40.0	39.3	38.2	37.2	36.6

Tabla. 42. Pérdida por relajación en kN en el cable 3, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.8
Δp	41.1	41.2	41.4	41.6	41.7	41.9	41.1	40.1	39.1	38.6

Tabla. 43. Pérdida por relajación en kN en el cable 4, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.8
Δp	41.9	43.7	43.5	43.4	43.2	43.0	42.9	42.7	42.6	42.5

Tabla. 44. Pérdida por relajación en kN en el cable 5, según EC2 (Fuente: Elaboración Propia)

d) Pérdidas diferidas totales método EC2

Para poder obtener las pérdidas diferidas totales, es necesario obtener el valor del denominador de aplicación en la formula, con el fin de tener en cuenta la interacción de las distintas pérdidas de pretensado, quedando de la siguiente forma la formulación seguida durante el procedimiento de cálculo.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p * \Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\Delta P_s + \Delta P_c + \Delta P_r}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} * \frac{A_p}{A_c} * \left(1 + \frac{A_c}{I_c} * z_{cp}^2\right) * [1 + 0,8 * \varphi(t, t_0)]}$$

El denominador de la ecuación anterior se denominará el valor C y que tiene en cuenta las interacciones que se producen entre las distintas pérdidas diferidas en el hormigón, puesto que se tiene todas las variables, se procede a detallar

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.3
C	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
$\Delta\varepsilon$	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
$\Delta\phi$	60	61	62	61	60	60	58	56	53	52
$\Delta\rho$	34	36	36	36	36	36	36	35	35	35
Δdif	170	173	173	172	171	171	169	167	164	163

Tabla. 45. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 1, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.3
C	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
$\Delta\varepsilon$	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
$\Delta\phi$	61	61	62	62	60	60	59	58	58	59
$\Delta\rho$	36	37	38	38	38	38	38	37	37	37
Δdif	178	174	176	175	174	173	173	171	172	173

Tabla. 46. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 2, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.3
C	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
$\Delta\varepsilon$	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
$\Delta\phi$	58	67	66	63	60	60	60	59	59	59
$\Delta\rho$	39	39	39	40	40	40	40	39	38	37
Δdif	173	174	176	175	174	173	173	171	172	173

Tabla. 47. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 3, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15	17.9	20.9	23.8	26.8	28.3
C	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
$\Delta\varepsilon$	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
$\Delta\phi$	60	61	62	62	60	60	60	59	60	62
$\Delta\rho$	41	41	41	42	42	42	42	41	40	39
Δdif	177	178	179	178	177	177	177	176	176	177

Tabla. 48. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 4, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
C	1.030	1.029	1.030	1.031	1.031	1.031	1.030	1.029	1.032	1.036
$\Delta\varepsilon$	80.99	80.99	80.99	80.99	80.99	80.99	80.99	80.99	80.99	80.99
ΔP_c	61.22	63.70	67.59	69.39	69.08	67.94	64.39	61.96	66.21	72.83
ΔP_r	41.94	43.73	43.56	43.40	43.24	43.08	42.92	42.76	42.60	42.52
TOT	178.8	183.1	186.5	187.9	187.4	186.3	182.9	180.5	183.9	189.5

Tabla. 49. Pérdidas diferidas totales en kN para el cable 5, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

4.3. Método de cálculo AASHTO 2020

Este último método de obtención de pérdidas de pretensado se basa en la siguiente metodología, al igual que sucede en las anteriores, esta normativa se basa en que la suma total de pérdidas diferidas que se producen en el hormigón corresponde con la suma de las pérdidas por retracción, fluencia y relajación del acero.

Por lo que se resume de la siguiente manera la formulación:

$$\Delta P_{dif} = \Delta P_{SR} + \Delta P_{CR} + \Delta P_{r1}$$

Donde:

- ΔP_{dif} : Pérdidas de pretensado total debido a los efectos diferidos del hormigón y el acero.
- ΔP_{sr} : Pérdidas de pretensado que se producen debido al efecto de la retracción en el hormigón.
- ΔP_{cr} : Pérdidas de pretensado que se producen debido al efecto de la fluencia en el hormigón
- ΔP_{r1} : Pérdidas de pretensado que se producen debido al efecto de la relajación de las armaduras activas en la pieza.

a) Pérdidas por Retracción AASHTO

$$\Delta P_{SR} = \varepsilon_{bid} * E_p * K_{id}$$

En la que:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} * \frac{A_{ps}}{A_g} * \left(1 + A_g * \frac{e_{pg}^2}{I_g}\right) * \left(1 + 0.7 * \psi_b(t_f, t_i)\right)}$$

Donde:

- ε_{bid} : deformación por retracción del hormigón de la viga entre el momento de la transferencia y el tiempo final de cálculo ecuación 5.4.2.3.3-1 (pulg./pulg.), obteniendo un valor ya calculado en el anejo anterior de ($\varepsilon_{bid} = 0.0003467$).
- E_p : módulo de elasticidad del acero de pretensado (ksi)

- K_{id} : coeficiente de la sección transformada que explica la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero pretensada en la sección que se está considerando para el período de tiempo entre la transferencia y el tiempo final.
- e_{pg} = excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al centroide de la viga (in.)
- $\Psi_b(t_f, t_i)$ = coeficiente de fluencia de la viga en el tiempo final debido a carga introducida en la transferencia por ecuación 5.4.2.3.2-1. Obteniendo un valor ya calculado de 1.1404.
 - o t_f : tiempo final (días)
 - o t_i : tiempo de transferencia (días)

Con esto se tiene pues las pérdidas que se generan debido a los efectos de retracción, que sustituyendo valores se tiene que:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{27557.16}{4273.37} * \frac{1.8352}{1255.5} * \left(1 + 1255.5 * \frac{e_{pg}^2}{2452962.3}\right) * (1 + 0.7 * 1.1404)}$$

Por lo que se obtiene que la única variable que influye en la formulación es la excentricidad de la fuerza de pretensado, que al estar elevada al cuadrado se produce una variación mínima de unas a otras, observando diferencias en el 4º decimal del factor K_{id} , por lo que para facilitar los cálculos se escoge un único valor siendo este de:

$$K_{id} = 0.983$$

Obteniendo valores de pérdidas de pretensado de:

$$\Delta P_{SR} = 0.0003467 * 27557.1 * 0.983 = 10.89 \text{ Ksi}$$

Pasando esta variable a unidades del sistema internacional se tiene que:

$$\Delta P_{SR} = 10.89 * 6.8749 = 75.13 \text{ MPa}$$

Esta es la pérdida de tensión que se produce en cada uno de los cables, obteniendo un valor de pérdida en unidades de fuerza de:

$$\Delta P_{SR} = 75.13 * 1000 * 11.84 * 10^{-4} = 88.95 \text{ kN}$$

Así pues, las pérdidas por retracción en cada uno de los distintos cables, y para cada una de las posiciones del cable.

b) Pérdidas por fluencia AASHTO

El término de fluencia que se deduce de la expresión general es:

$$\Delta P_{CR} = \frac{E_p}{E_{ci}} * \psi(t_d, t_i) * K_{id} * f_{cgp}$$

Donde:

- E_p : módulo de elasticidad del acero de pretensado (ksi)
- E_{ci} : módulo de elasticidad del hormigón (ksi)
- K_{id} : coeficiente de la sección transformada que explica la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero pretensada en la sección que se está considerando para el período de tiempo entre la transferencia y el tiempo final.
- $\Psi_b(t_f, t_i)$ = coeficiente de fluencia de la viga en el tiempo final debido a carga introducida en la transferencia por ecuación 5.4.2.3.2-1. Obteniendo un valor ya calculado de 1.1404.
 - o t_f : tiempo final (días)
 - o t_i : tiempo de transferencia (días)
- f_{cgp} : Tensión en el hormigón a la altura de la armadura activa incluyendo acciones permanentes.

Sustituyendo valores y asumiendo un valor de K_{id} constante para todos los cables se obtiene que:

$$\Delta P_{CR} = \frac{27557.16}{4273.37} * 1.1404 * 0.983 * f_{cgp}$$

Tal y como se puede comprobar el único factor de influencia en la fórmula que depende de cada cable es la tensión del hormigón a la altura del cable, por lo tanto:

	3.16	6.12	9.08	12.0	15.0	17.9	20.92	23.88	26.84	28.32
f_{cgp} (Ksi)	1385	1435	1499	1536	1542	1560	1555	1524	1458	1414
Ψ (t_f, t_i)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
ΔP_{cr} (Ksi)	10.0	10.3	10.7	11.0	11.0	11.19	11.16	10.94	10.47	10.15

Tabla. 50 Pérdida de tensión por fluencia para el cable 1 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15.0	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
f_{cgp} (Ksi)	1193	1321	1550	1731	1794	1791	1688	1492	1282	1215
Ψ (t_r,t_i)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
ΔP_{cr} (Ksi)	8.63	9.55	11.2	12.5	12.9	12.9	12.2	10.7	9.27	8.78

Tabla. 51. Pérdida de tensión por fluencia para el cable 2 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15.0	17.9	20.9	23.8	26.8	28.3
f_{cgp} (Ksi)	1259	1504	1676	1768	1794	1791	1701	1526	1319	1234
Ψ (t_r,t_i)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
ΔP_{cr} (Ksi)	9.11	10.8	12.12	12.79	12.97	12.96	12.30	11.04	9.54	8.92

Tabla. 52. Pérdida de tensión por fluencia para el cable 3 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
f_{cgp} (Ksi)	1176	1198	1258	1297	1305	1320	1300	1250	1203	1182
Ψ (t_r,t_i)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
ΔP_{cr} (Ksi)	8.51	8.66	9.09	9.38	9.43	9.54	9.40	9.04	8.70	8.55

Tabla. 53. Pérdida de tensión por fluencia para el cable 4 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
f_{cgp} (Ksi)	1314	1200	1555	1969	2125	2107	1764	1302	1188	1224
Ψ (t_r,t_i)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
ΔP_{cr}(Ksi)	9.50	8.68	11.2	14.2	15.3	15.2	12.7	9.4	8.5	8.8

Tabla. 54. Pérdida de tensión por fluencia para el cable 5 en Ksi, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

Así pues para cada uno de los cables se tiene que en fuerza por cable:

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{cr} (Ksi)	10.0	10.3	10.7	11.02	11.07	11.19	11.16	10.94	10.47	10.15
ΔP_{cr} (kN)	81.6	84.4	87.9	90.0	90.3	91.4	91.1	89.3	85.4	82.9

Tabla. 55. Pérdida por fluencia para el cable 1 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{cr} (Ksi)	8.63	9.55	11.2	12.52	12.97	12.96	12.21	10.79	9.27	8.78
ΔP_{cr} (kN)	70.4	78.0	91.5	102.2	105.9	105.8	99.6	88.1	75.7	71.7

Tabla. 56. Pérdida por fluencia para el cable 2 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{cr} (Ksi)	9.11	10.8	12.1	12.7	12.9	12.9	12.3	11.04	9.54	8.92
ΔP_{cr} (kN)	74.3	88.8	98.9	104	105	105	100	90.1	77.9	72.8

Tabla. 57. Pérdida por fluencia para el cable 3 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{cr} (Ksi)	8.51	8.66	9.09	9.38	9.43	9.54	9.40	9.04	8.70	8.55
ΔP_{cr} (kN)	69.4	70.7	74.2	76.6	77.0	77.9	76.7	73.8	71.0	69.8

Tabla. 58. Pérdida por fluencia para el cable 4 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.0	15.0	17.9	20.9	23.8	26.84	28.32
ΔP_{cr} (Ksi)	9.50	8.68	11.25	14.24	15.36	15.23	12.75	9.41	8.59	8.85
ΔP_{cr} (kN)	77.5	70.8	91.8	116.2	125.4	124.3	104.1	76.8	70.1	72.2

Tabla. 59. Pérdida por fluencia para el cable 5 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

c) Pérdidas por relajación del acero AASHTO

En la normativa AASHTO se incluyen varias formas de cálculo para obtener las pérdidas por relajación de las armaduras activas, por esta razón se utiliza la formulación más precisa para la obtención de las pérdidas por relajación de cable. Por esta metodología se incluye el efecto de la fluencia y retracción en la obtención de estas pérdidas. A continuación, se muestra la formulación a seguir para obtener las pérdidas de pretensado por relajación:

$$\Delta P_{R1} = \left[\frac{f_{pt}}{K'_L} * \frac{\log(t)}{\log(t_i)} * \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right) \right] * \left[1 - 3 * \frac{\Delta P_{sr} - \Delta P_{cr}}{f_{pt}} \right] * K_{id}$$

Donde:

- t: tiempo en el que se quiere obtener la relajación del acero.
- K'L: factor de relajación dependiendo del tipo de acero. Obteniendo para el acero con un valor de 18.
- f_{py}: tensión en el cable de pretensado inmediatamente después transferencia.

En la ecuación mencionada anteriormente, el término entre los primeros corchetes es el intrínseco de relajación sin tener en cuenta el acortamiento de la hebra debido a la fluencia y retracción del hormigón. El segundo término en corchetes explica la reducción de la relajación debido a fluencia y retracción del hormigón. Es el mismo factor utilizado para los componentes de fluencia y retracción de la pérdida de pretensado

Por lo tanto, se obtiene que dependiendo de cada cable con sus pérdidas por retracción y fluencia los valores de pérdidas de pretensado por relajación será de:

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{R1} Kpsi	5.16	5.12	5.08	5.05	5.04	5.03	5.03	5.06	5.11	5.14
ΔP_{R1} kN	42.13	41.83	41.45	41.22	41.18	41.07	41.10	41.30	41.72	42.00
f_{pt} (ksi)	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2
f_{py} (ksi)	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2
K'L	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00

Tabla. 60. Pérdida de tensión por relajación para el cable 1 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{R1} Kpsi	5.31	5.21	5.03	4.89	4.84	4.84	4.92	5.08	5.24	5.29
ΔP_{R1} kN	43.35	42.53	41.06	39.90	39.49	39.51	40.17	41.43	42.78	43.21
f_{pt} (ksi)	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2
f_{py} (ksi)	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2
K'_L	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00

Tabla. 61. Pérdida de tensión por relajación para el cable 2 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{R1} Kpsi	5.26	5.07	4.93	4.86	4.84	4.84	4.91	5.05	5.21	5.28
ΔP_{R1} kN	42.92	41.35	40.25	39.66	39.49	39.51	40.09	41.21	42.54	43.09
f_{pt} (ksi)	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2
f_{py} (ksi)	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2
K'_L	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00

Tabla. 62. Pérdida de tensión por relajación para el cable 3 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{R1} Kpsi	5.32	5.31	5.26	5.23	5.22	5.21	5.23	5.26	5.30	5.32
ΔP_{R1} kN	43.45	43.32	42.93	42.68	42.63	42.53	42.66	42.98	43.28	43.42
f_{pt} (ksi)	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2
f_{py} (ksi)	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2
K'_L	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00

Tabla. 63. Pérdida de tensión por relajación para el cable 4 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
ΔP_{R1} Kpsi	5.21	5.30	5.03	4.70	4.58	4.59	4.86	5.22	5.31	5.29
ΔP_{R1} kN	42.57	43.30	41.02	38.37	37.37	37.49	39.69	42.65	43.38	43.15
f_{pt} (ksi)	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2	205.2
f_{py} (ksi)	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2	249.2
K'_L	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00

Tabla. 64. Pérdida de tensión por relajación para el cable 5 en Ksi y kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

d) Recopilación de pérdidas diferidas AASHTO

Por último, se procede a realizar una recopilación de las pérdidas de pretensado que se producen siguiendo el método de cálculo de la American Association of State Highway and Transportation Officials.

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
$\Delta \epsilon$	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0
ΔP_c	81.6	84.4	87.9	90.0	90.3	91.4	91.1	89.3	85.4	82.9
ΔP_r	42.1	41.8	41.4	41.2	41.2	41.1	41.1	41.3	41.7	42.0
TOT	212.7	215.2	218.3	220.1	220.5	221.4	221.2	219.5	216.1	213.8

Tabla. 65. Pérdida de pretensado diferido para el cable 1 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
$\Delta\varepsilon$	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0
ΔP_c	70.4	78.0	91.5	102.2	105.9	105.8	99.6	88.1	75.7	71.7
ΔP_r	43.3	42.5	41.1	39.9	39.5	39.5	40.2	41.4	42.8	43.2
TOT	202.7	209.5	221.5	231.0	234.3	234.2	228.8	218.4	207.4	203.9

Tabla. 66. Pérdida de pretensado diferido para el cable 2 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
$\Delta\varepsilon$	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0
ΔP_c	74.3	88.8	98.9	104.4	105.9	105.8	100.4	90.1	77.9	72.8
ΔP_r	42.9	41.4	40.3	39.7	39.5	39.5	40.1	41.2	42.5	43.1
TOT	206.2	219.1	228.1	233.0	234.3	234.2	229.5	220.3	209.4	204.9

Tabla. 67.. Pérdida de pretensado diferido para el cable 3 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
$\Delta\varepsilon$	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0
ΔP_c	69.4	70.7	74.2	76.6	77.0	77.9	76.7	73.8	71.0	69.8
ΔP_r	43.5	43.3	42.9	42.7	42.6	42.5	42.7	43.0	43.3	43.4
TOT	201.8	203.0	206.1	208.2	208.6	209.4	208.3	205.7	203.3	202.2

Tabla. 68. Pérdida de pretensado diferido para el cable 4 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

	3.16	6.12	9.08	12.04	15.00	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
$\Delta\varepsilon$	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0	89.0
ΔP_c	77.6	70.9	91.8	116.2	125.4	124.4	104.1	76.8	70.2	72.3
ΔP_r	42.6	43.3	41.0	38.4	37.4	37.5	39.7	42.7	43.4	43.1
TOT	209.1	203.1	221.8	243.6	251.7	250.8	232.8	208.4	202.5	204.4

Tabla. 69. Pérdida de pretensado diferido para el cable 5 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

5. Pérdidas totales por cable

En este apartado se resumen las pérdidas que se producen en cada uno de los cables por normativa aplicada.

5.1. Cable 1

a) EP 77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
P_o	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	95	51	27	34	40	46	52	58	64	67
Δp_{el}	257	257	257	257	257	257	257	257	257	257
SUM	352	308	285	291	297	303	309	315	321	324
$\Delta\varepsilon$	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
$\Delta\phi$	90	100	112	119	121	121	117	109	97	91
$\Delta\rho$	34	35	36	35	35	34	34	35	35	36
Δdif	158	169	181	188	189	190	186	178	167	161
SUM	1165	1198	1209	1196	1189	1183	1180	1182	1187	1190

Tabla. 70. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC 2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	117	73	29	30	37	43	49	55	61	64
Δp_{el}	283	283	283	283	283	283	283	283	283	283
SUM	400	356	312	314	320	326	332	338	344	347
C	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
$\Delta \varepsilon$	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
$\Delta \phi$	60	61	62	61	60	60	58	56	53	52
$\Delta \rho$	34	36	36	36	36	36	36	35	35	35
Δdif	170	173	173	172	171	171	169	167	164	163
TOTA	1105	1146	1190	1189	1184	1178	1174	1170	1167	1165

Tabla. 71. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASTHO 2020

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	117	73	29	30	37	43	49	55	61	64
Δp_{el}	527	527	527	527	527	527	527	527	527	527
SUM	643	599	555	557	563	569	575	581	587	590
$\Delta \varepsilon$	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
$\Delta \phi$	82	84	88	90	90	91	91	89	85	83
$\Delta \rho$	42	42	41	41	41	41	41	41	42	42
Δdif	213	215	218	220	220	221	221	220	216	214
SUM	819	861	902	898	891	884	879	874	872	871

Tabla. 72. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

5.2. Cable 2

a) EP 77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	92	55	26	32	38	45	51	57	63	66
Δp_{el}	192	192	192	192	192	192	192	192	192	192
SUM	284	247	219	225	231	237	243	249	255	258
$\Delta \varepsilon$	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
$\Delta \phi$	90	97	109	118	121	121	116	105	94	91
$\Delta \rho$	37	37	38	37	37	37	37	38	38	38
Δdif	161	169	181	189	192	192	187	177	167	164
SUM	1230	1259	1276	1261	1252	1246	1245	1249	1253	1253

Tabla. 73. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC 2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	92	55	26	32	38	45	51	57	63	66
Δp_{el}	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71
SUM	163	126	98	104	110	116	122	128	134	137
C	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
$\Delta \varepsilon$	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
$\Delta \phi$	61	61	62	62	60	60	59	58	58	59
$\Delta \rho$	36	37	38	38	38	38	38	37	37	37
Δdif	173	174	176	175	174	173	173	171	172	173
TOTA	1338	1375	1402	1396	1392	1386	1381	1376	1369	1365

Tabla. 74. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASTHO 2020

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	92	55	26	32	38	45	51	57	63	66
Δp_{el}	392	392	392	392	392	392	392	392	392	392
SUM	484	447	419	425	431	437	443	449	455	458
$\Delta \varepsilon$	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
$\Delta \phi$	84	92	106	116	120	120	114	102	90	86
$\Delta \rho$	42	41	40	38	38	38	39	40	41	42
Δdif	215	222	234	244	247	247	241	231	220	216
SUM	975	1006	1022	1007	997	991	991	995	1000	1000

Tabla. 75. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

5.3. Cable 3

a) EP 77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	57	51	45	39	33	27	54	93	133	152
Δp_{el}	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
SUM	184	178	172	166	159	153	180	220	259	279
$\Delta \varepsilon$	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
$\Delta \phi$	89	103	114	119	121	121	116	106	95	91
$\Delta \rho$	41	40	40	39	39	40	40	39	39	38
Δdif	164	177	187	193	194	195	190	180	168	163
SUM	1328	1320	1316	1317	1321	1327	1305	1276	1248	1232

Tabla. 76. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC 2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
ΔPμ+	57	51	45	39	33	27	54	93	133	152
Δpel	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
SUM	129	123	117	111	105	99	126	165	205	225
C	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Δε	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
Δφ	58	67	66	63	60	60	60	59	59	59
Δρ	39	39	39	40	40	40	40	39	38	37
Δdif	173	182	181	178	175	175	175	174	173	172
TOTA	1373	1370	1377	1386	1395	1401	1374	1336	1298	1278

Tabla. 77. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASTHO 2020

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
ΔPμ+	57	51	45	39	33	27	54	93	133	152
Δpel	258	258	258	258	258	258	258	258	258	258
SUM	316	309	303	297	291	285	312	352	391	411
Δε	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
Δφ	88	103	113	118	120	120	114	104	92	87
Δρ	41	40	39	38	38	38	39	40	41	42
Δdif	219	232	241	246	247	247	242	233	222	217
SUM	1141	1134	1131	1132	1137	1143	1121	1091	1062	1047

Tabla. 78. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

5.4. Cable 4

a) EP 77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
ΔPμ+	57	51	45	39	33	26	54	93	131	150
Δpel	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62
SUM	119	113	107	100	94	88	116	154	193	212
Δε	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
Δφ	91	99	111	119	121	121	114	103	93	91
Δρ	43	43	42	42	42	42	42	42	41	41
Δdif	168	176	187	195	197	197	190	178	168	166
SUM	1388	1387	1381	1380	1384	1390	1368	1342	1314	1298

Tabla. 79. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC 2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	57	51	45	39	33	26	54	93	131	150
Δp_{el}	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71
SUM	128	122	116	110	104	98	126	164	202	221
C	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
$\Delta \varepsilon$	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
$\Delta \phi$	60	61	62	62	60	60	60	59	60	62
$\Delta \rho$	41	41	41	42	42	42	42	41	40	39
Δdif	177	178	179	178	177	177	177	175	176	177
TOTA	1369	1375	1380	1387	1394	1400	1373	1336	1297	1277

Tabla. 80. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASTHO 2020

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	57	51	45	39	33	26	54	93	131	150
Δp_{el}	124	124	124	124	124	124	124	124	124	124
SUM	181	175	169	163	157	151	179	217	255	274
$\Delta \varepsilon$	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
$\Delta \phi$	83	85	88	91	91	92	91	88	85	84
$\Delta \rho$	42	42	41	41	41	41	41	41	42	42
Δdif	214	215	219	221	221	222	221	218	216	215
SUM	1279	1284	1287	1291	1297	1302	1275	1240	1204	1186

Tabla. 81. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

5.5. Cable 5

a) EP 77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
$\Delta P_{\mu+}$	95	27	34	40	46	52	58	64	70	73
Δp_{el}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SUM	95	27	34	40	46	52	58	64	70	73
$\Delta \varepsilon$	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
$\Delta \phi$	81	88	102	113	116	117	108	96	82	85
$\Delta \rho$	43	46	46	45	44	44	44	45	46	45
Δdif	159	168	182	191	195	195	186	175	162	165
SUM	1421	1480	1460	1444	1435	1428	1431	1436	1443	1437

Tabla. 82. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC 2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
ΔPμ+	95	27	34	40	46	52	58	64	70	73
Δpel	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SUM	95	27	34	40	46	52	58	64	70	73
C	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
Δε	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
Δφ	65	63	63	62	61	61	61	62	66	70
Δρ	41	43	44	43	43	43	43	43	43	43
Δdif	181	182	182	181	179	179	179	180	184	188
TOTA	1400	1466	1460	1454	1450	1444	1438	1431	1421	1415

Tabla. 83. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASTHO 2020

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
ΔPμ+	95	27	34	40	46	52	58	64	70	73
Δpel	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SUM	95	27	34	40	46	52	58	64	70	73
Δε	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
Δφ	92	85	106	130	139	138	118	91	84	86
Δρ	41	42	39	37	36	36	38	41	42	42
Δdif	222	216	234	256	264	263	245	221	215	217
SUM	1358	1432	1407	1379	1365	1360	1372	1390	1390	1385

Tabla. 84. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

6. Verificación del estado de tensiones por normativa

Una vez obtenidas las pérdidas de pretensado que se producen en cada cable, conociendo la altura de cada cable y el pretensado en cada cable se puede obtener para el estado límite de servicio si se cumple que no existe fisuración en la pieza y que no se alcanza el 80% de la resistencia característica del hormigón.

Para ello se procede a mostrar el procedimiento para la sección no fisurada siendo la inercia la correspondiente a la inercia homogenizada y el área también, por ello aplicamos el cálculo de tensiones:

$$\sigma = \frac{P}{A_h} + \frac{P * e}{I_h} * v_2 + M * \frac{v_2}{I_h}$$

Por lo tanto, para cada normativa se aplica esta formulación y se obtiene en cada punto un valor de tensión para cada sección x tanto en la fibra superior como en la fibra inferior

6.1. Verificación en EP-77

Tal y como puede observarse en la tabla anterior, se muestra un correcto dimensionamiento para en la que nunca se producen descompresiones y en la que tampoco se supera el umbral del 60% de la tensión máxima de compresión del hormigón, que se escoge de umbral para poder tener en cuenta un cierto margen para la compresión.

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
P	6532	6644	6642	6598	6581	6574	6529	6486	6445	6411
Ah	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Ih	1.06	1.08	1.10	1.12	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.07
Mg	2070	3567	4637	5278	5492	5278	4637	3567	2070	1161
Pe	-430	-2429	-3867	-4666	-4892	-4645	-3784	-2337	-314	899
v2	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86
v1	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24
σ_{v2}	6.33	6.88	7.19	7.27	7.26	7.22	6.99	6.62	6.14	5.86
σ_{v1}	9.57	9.10	8.65	8.41	8.37	8.41	8.61	9.02	9.60	9.89

Tabla. 85. Verificación de tensiones EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

6.2. Verificación en EC2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
P	6585	6732	6808	6812	6814	6809	6739	6649	6552	6499
Ah	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Ih	1.06	1.08	1.10	1.12	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.07
Mg	2070	3567	4637	5278	5492	5278	4637	3567	2070	1161
Pe	-448	-2469	-3969	-4821	-5069	-4818	-3918	-2416	-352	880
v2	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86
v1	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24
σ_{v2}	6.41	7.01	7.46	7.64	7.67	7.63	7.34	6.87	6.29	5.98
σ_{v1}	9.61	9.16	8.73	8.49	8.45	8.49	8.71	9.12	9.68	9.97

Tabla. 86. Verificación de tensiones EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

En esta ocasión aplicando la misma metodología que la normativa vigente para el cálculo de estructuras de hormigón pretensado en España se observa que también cumple con los requisitos que se requieren en la actualidad, siendo por tanto apto para los requisitos de descompresión, por lo tanto cumple con la condición de no aparición de esfuerzos de tracción y que nunca se supera el 60% de la resistencia característica del hormigón.

6.3. Verificación ELS AASHTO

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
P	5573	5716	5749	5707	5688	5681	5638	5590	5528	5489
Ah	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Ih	1.06	1.08	1.10	1.12	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.07
Mg	2070	3567	4637	5278	5492	5278	4637	3567	2070	1161
Pe	-226	-1993	-3298	-4012	-4212	-3984	-3196	-1871	-33	1066
v2	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86	-0.86
v1	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24
σ_{v2}	5.04	5.44	5.69	5.72	5.69	5.67	5.48	5.19	4.83	4.65
σ_{v1}	8.68	8.52	8.25	8.09	8.07	8.09	8.23	8.51	8.85	9.00

Tabla. 87. Verificación de ELS fisuración AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

Realizando los cálculos con la normativa aplicable en EE. UU. se observa como efectivamente también se cumple la verificación de tensiones, por lo que también cumple con los requisitos normativos implementados por esta normativa, aplicando la limitación de tensiones se observa como nunca se reducen por debajo del mínimo (0 MPa) y tampoco aumentan por encima del 60% de la tensión de cálculo del hormigón empleado (35 MPa).

7. Conclusiones

En el presente Anejo se ha podido orientar sobre cómo se ha realizado el cálculo de pérdidas de pretensado en cada uno de los cables que constituyen la viga de hormigón pretensado. En él se ha detallada cada uno de los procesos realizados para las distintas normativas y obteniendo así los diferentes resultados comentados con anterioridad.

Para el cálculo de las pérdidas de rozamiento y de penetración de cuñas ser un procedimiento de cálculo idéntico para cada una de las distintas normativas empleadas, se ha procedido a realizar un único cálculo para a partir de este obtener las pérdidas por acortamiento elástico que, si varían entre las distintas normativas, aunque bien es cierto que esta variación es mínima.

En cuanto a las pérdidas diferidas, el procedimiento empleado si ha sido totalmente distinto en cada una de ellas puesto que al ser la EP77 una normativa antigua los parámetros del comportamiento reológico de los materiales se interpretaban y se calculaban de una manera menos exacta, probablemente debido a la falta de investigación y de la experiencia que se ha ido adquiriendo con el paso de los años.

Es importante destacar que pese a que las distintas normativas sugieren cálculos con matices diferentes entre ellas todas ellas cumplen con los requisitos de no descompresión y no superando el 60% de la tensión máxima a compresión del hormigón, dejando además un resguardo importante para poder hacer frente a solicitaciones más importantes que puedan darse durante la vida útil del puente.

8. Referencias

Ministerio de Fomento (1977). “Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado EP-77”.

J. R. Martí Vargas, P. F. Miguel Sosa, M. A. Fernández Prada. (1997). Hormigón pretensado: análisis y estados límites. Universitat Politècnica de València.

Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-2 Eurocódigo 2 (2013). Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas.

Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 (2013). Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2020). LRFD Bridge design specifications.

Ministerio de Fomento (2012). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).
https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0820303.pdf.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

ANEJO VI: Análisis por Elementos Finitos.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Índice

1. Objeto	5
2. Introducción.....	5
3. Realización del modelo	6
3.1. Materiales	6
a) Hormigón	6
b) Acero	7
3.2. Definición geométrica de la estructura.....	8
a) Sección viga	8
b) Implementación de los tendones embebidos en la viga.	10
3.3. Definición de las acciones.....	13
3.4. Combinación de las acciones.	14
3.5. Asignación de los parámetros para el cálculo de las pérdidas	16
3.6. Visualización del modelo	19
4. RESULTADOS.....	19
4.1. PÉRDIDAS POR ROZAMIENTO Y PENETRACIÓN DE CUÑAS	20
4.2. RESULTADOS COMBINACIÓN PESO PROPIO-PRETENSADO.....	22
4.3. RESULTADOS COMBINACIÓN CARGAS PERMANENTES Y PRETENSADO	24
4.4. RESULTADOS PARA LA ESTRUCTURA EN SERVICIO.....	27
4.5. RESULTADOS STAGE CONSTRUCTION	29
a) ETAPA 1-Peso propio de la viga + pretensado de puesta en obra.....	29
b) ETAPA 2. Tesado del cable 1 a 1675 KN.....	32
c) ETAPA 3. Tesado del cable 2 a 1675 KN.....	34
d) ETAPA 4. Tesado del cable 3 a 1675 KN.....	35
e) ETAPA 5. Tesado del cable 4 a 1675 KN.....	37
f) ETAPA 6. Tesado del cable 5 a 1675 KN.....	38
g) ETAPA 7. Aplicación de la carga de la losa	40
h) ETAPA 8. Aplicación de la carga del pavimento	41
i) ETAPA 9. Aplicación de la carga de la barrera	43
j) ETAPA 10. Aplicación de la sobrecarga de uso	44
k) ETAPA 11. Estado del puente a la edad de 42 años (15530 días)	46

1) ETAPA 12. Estado del puente a la edad de 100 años (36500 días).....	47
5. CONCLUSIONES.....	49
6. Referencias	50

Índice de figuras

Figura. 1. Características del hormigón empleado en la viga. (Fuente: Modelo SAP2000).....	6
Figura. 2. Características de fluencia y retracción del hormigón utilizado. (Fuentes: Modelo SAP2000).....	7
Figura. 3. Características del material para pretensar. (Fuente: Modelo SAP2000).....	8
Figura. 4. Sección de la viga, material y características geométricas. (Fuente: Modelo SAP2000).....	9
Figura. 5. características geométricas a nivel sección. (Fuente: Modelo SAP2000)	9
Figura. 6. Sección del cable utilizado. (Fuente: Modelo SAP2000).....	10
Figura. 7. Trayectoria y asignación de la sección Cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000).....	11
Figura. 8. Trayectoria y asignación de la sección Cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000).....	11
Figura. 9. Trayectoria y asignación de la sección Cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000).....	12
Figura. 10. Trayectoria y asignación de la sección Cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000).....	12
Figura. 11. Trayectoria y asignación de la sección Cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000).....	13
Figura. 12. Caso de carga en ELS. (Fuente: Modelo SAP2000).....	15
Figura. 13. Caso de carga construcción por etapas. (Fuente: Modelo SAP2000).....	15
Figura. 14. Diagrama de árbol con cada etapa de carga. (Fuente Modelo SAP2000).....	16
Figura. 15. Pérdidas de pretensado Cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000).....	16
Figura. 16. Pérdidas de pretensado Cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000).....	17
Figura. 17. Pérdidas de pretensado Cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000).....	17
Figura. 18. Pérdidas de pretensado Cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000).....	18
Figura. 19. Pérdidas de pretensado Cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000).....	18
Figura. 20. Vista en planta de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000).....	19
Figura. 21. Vista en alzado de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000).....	19
Figura. 22. Vista en 3d de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)	19
Figura. 23. Desplazamientos en la viga para la combinación de peso propio y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000)	22
Figura. 24. Esfuerzos en la viga para la combinación peso propio y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000).....	23
Figura. 25. Tensiones en la viga para la combinación peso propio y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000).....	24
Figura. 26. Desplazamientos en la viga para la combinación de cargas permanentes y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000).....	25
Figura. 27. Esfuerzos en la viga para la combinación cargas permanentes y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000).....	25
Figura. 28. Tensiones en la viga para la combinación cargas permanentes y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000).....	26
Figura. 29. Desplazamientos en la viga para la viga en servicio. (Fuente: Modelo SAP2000).....	27
Figura. 30. Esfuerzos en fase de servicio en la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)	27
Figura. 31. Tensiones en fase de servicio en la viga. (Fuente: Modelo SAP2000).....	28
Figura. 32. Desplazamientos en la viga Etapa 1 peso propio. (Fuente: Modelo SAP2000)	29
Figura. 33. Esfuerzos en la viga Etapa 1 peso propio. (Fuente: Modelo SAP2000).....	30
Figura. 34. Tensiones en la viga Etapa 1 peso propio. (Fuente: Modelo SAP2000).....	30
Figura. 35. Desplazamientos en la viga Etapa 1 peso propio+ pretensado puesta en obra. (Fuente: Modelo SAP2000)	31
Figura. 36. Esfuerzos en la viga Etapa 1 peso propio+ pretensado puesta en obra. (Fuente: Modelo SAP2000).....	31

Figura. 37. Tensiones en la viga Etapa 1 peso propio+ pretensado puesta en obra. (Fuente: Modelo SAP2000).....	32
Figura. 38. Desplazamientos en la viga Etapa 2 tesado cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000).	32
Figura. 39. Esfuerzos en la viga Etapa 2 tesado cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000)	33
Figura. 40. Tensiones en la viga Etapa 2 tesado cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000).....	33
Figura. 41. Desplazamientos en la viga Etapa 3 tesado cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000).	34
Figura. 42. Esfuerzos en la viga Etapa 3 tesado cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000)	34
Figura. 43. Tensiones en la viga Etapa 3 tesado cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000).....	35
Figura. 44. Desplazamientos en la viga Etapa 4 tesado cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000).	35
Figura. 45. Esfuerzos en la viga Etapa 4 tesado cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000)	36
Figura. 46. Tensiones en la viga Etapa 4 tesado cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000).....	36
Figura. 47. Desplazamientos en la viga Etapa 5 tesado cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000).	37
Figura. 48. Esfuerzos en la viga Etapa 5 tesado cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000)	37
Figura. 49. Tensiones en la viga Etapa 5 tesado cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000).....	38
Figura. 50. Desplazamientos en la viga Etapa 6 tesado cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000).	38
Figura. 51. Esfuerzos en la viga Etapa 6 tesado cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000)	39
Figura. 52. Tensiones en la viga Etapa 6 tesado cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000).....	39
Figura. 53. Desplazamientos en la viga Etapa 7. Aplicación de la carga de losa. (Fuente: Modelo SAP2000).....	40
Figura. 54. Esfuerzos en la viga Etapa 7. Aplicación de la carga de losa. (Fuente: Modelo SAP2000).....	40
Figura. 55. Tensiones en la viga Etapa 7. Aplicación de la carga de losa. (Fuente: Modelo SAP2000).....	41
Figura. 56. Desplazamientos en la viga Etapa 8. Aplicación de la carga de pavimento. (Fuente: Modelo SAP2000).....	41
Figura. 57. Esfuerzos en la viga Etapa 8. Aplicación de la carga de pavimento. (Fuente: Modelo SAP2000).....	42
Figura. 58. Tensiones en la viga Etapa 8. Aplicación de la carga de pavimento. (Fuente: Modelo SAP2000).....	42
Figura. 59. Desplazamientos en la viga Etapa 9. Aplicación de la carga de la barrera. (Fuente: Modelo SAP2000).....	43
Figura. 60. Esfuerzos en la viga Etapa 9. Aplicación de la carga de la barrera. (Fuente: Modelo SAP2000).....	43
Figura. 61. Tensiones en la viga Etapa 9. Aplicación de la carga de la barrera. (Fuente: Modelo SAP2000).....	44
Figura. 62. Desplazamientos en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000).....	44
Figura. 63. Esfuerzos en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000)	45
Figura. 64. Tensiones en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000)	45
Figura. 65. Desplazamientos en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000).....	46
Figura. 66. Esfuerzos en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000)	46
Figura. 67. Tensiones en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000).....	47
Figura. 68. Desplazamientos en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000).....	47
Figura. 69. Esfuerzos en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000) ...	48
Figura. 70. Tensiones en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000)...	48

1. Objeto

En el presente Anejo se procede a describir y desarrollar el modelo realizado mediante el programa de elementos finitos SAP2000. El objetivo principal no es otro que el de modelar la viga con los elementos de pretensado para poder obtener resultados con la finalidad de poder compararlos con los métodos de cálculo tradicionales en posteriores Anejos.

2. Introducción

El programa escogido para poder modelar esta estructura corresponde con el programa SAP2000. Este programa se trata de un software comercial de gran potencia que se basa en el Método de Elementos Finitos (MEF) que es desarrollado y actualizado por la empresa CSI Spain. Se trata de un software para todo tipo de estructuras en el sector de la edificación, el nombre de este programa corresponde con las siglas en inglés de Structural Analysis Program.

El programa SAP2000 es el resultado de un trabajo cuyo principal objetivo fue desarrollar un programa para el Análisis y Diseño de Estructuras por el Método de Elementos Finitos.

Las principales ventajas que presenta este programa respecto a otros es que se encuentra la generación automática de cargas de sismo, viento y vehículos; y posteriormente, hacer el dimensionamiento y comprobación automática de estructuras de hormigón armado, perfiles metálicos, de aluminio y conformados en frío, a través del uso de normativas europeas, americanas, canadienses, turcas y otras.

Las diversas herramientas de análisis y los procesos desarrollados en SAP2000 permiten la evaluación de grandes desplazamientos en cada etapa de la estructura, entre las más resaltantes tenemos el análisis modal a través de los vectores propios Eigen y Ritz basados en casos de carga no lineales, el análisis del comportamiento de catenarias en cables, la no linealidad del material, el análisis de pandeo o colapso progresivo, el uso de “links” no lineales para modelado de la fricción, amortiguación, aisladores de base y rigidez multilínea o plástica entre nudos. SAP 2000 nos brinda análisis no lineales llegando a ser estáticos o en función del tiempo, con opciones para análisis dinámico FNA (Fast Nonlinear Analysis), de tipo temporal (time-history) y por integración directa

Otra aplicación muy importante de este programa dentro del análisis del hormigón es que permite realizar un cálculo utilizando la construcción por etapas, el cual en el presente trabajo será de gran utilidad puesto que seremos capaces de modelar las secuencias de tesado que se producen en nuestra estructura y como cada uno de estos afecta en los anteriores.

3. Realización del modelo

3.1. Materiales

Los materiales empleados como se ha comentado con anterioridad son materiales basados en las normativas actuales, para ello se procede a describir como hormigón pretensado de 35 Mpa de resistencia a compresión, mientras que el acero para pretensar se ha definido uno con las características que se han presentado en los anejos anteriores.

a) Hormigón

El material escogido para el hormigón de la viga es el correspondiente a material reflejado en el Eurocódigo con la nomenclatura C35/45 que presenta las siguientes características:

Property	Value
Material Name	C35/45
Material Type	Concrete
Symmetry Type	Isotropic
Modulus of Elasticity (E)	34077000
Poisson (U)	0.2
Coeff of Thermal Expansion (A)	1.000E-05
Shear Modulus (G)	14198750
Weight per Unit Volume	25.00
Mass per Unit Volume	2.5485
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	35000
Expected Concrete Compressive Strength	35000
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduction Factor	

Figura. 1. Características del hormigón empleado en la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)

En cuanto a las propiedades reológica del material, se definen mediante la normativa expuesta en el Eurocódigo 2 quedando así las propiedades a largo plazo del material.

Figura. 2. Características de fluencia y retracción del hormigón utilizado. (Fuentes: Modelo SAP2000)

Con esto ya se tiene caracterizada las propiedades de los materiales utilizadas en el hormigón empleado para las vigas.

b) Acero

El acero empleado para pretensado se introduce en el modelo mediante un elemento tipo *tendon* en esta ocasión se introducen todos los parámetros que se tienen de establecidos en el proyecto, introduciendo el módulo de elasticidad, peso, tensión de rotura y tensión a la que plastifica el acero. En la siguiente figura se muestra la caracterización del acero.

Material Property Data

Material Name: Tendon

Material Type: Tendon

Symmetry Type: Uniaxial

Modulus of Elasticity: E1 = 1.900E+08

Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 76.9729, Mass per Unit Volume = 7.849

Units: KN, m, C

Poisson: U12 = 0

Coeff of Thermal Expansion: A1 = 1.170E-05

Shear Modulus: G12 = 0

Other Properties For Tendon Materials: Minimum Yield Stress, Fy = 1717910, Minimum Tensile Stress, Fu = 1908780

Advanced Material Property Data: Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...

OK, Cancel

Figura. 3. Características del material para pretensar. (Fuente: Modelo SAP2000)

3.2. Definición geométrica de la estructura

Para poder definir la estructura, se ha modelizado únicamente el elemento tipo viga simplemente apoyado con una distancia entre apoyos de 30 metros. Los apoyos se han definido con apoyos con restricciones de movimiento y giro libre en los extremos.

a) Sección viga

Para la sección de la viga se ha procedido a importarla a través de un fichero tipo DXF generado con AutoCAD, el cual se ha implementado a partir de la función del programa *Section Desing* a partir de esto se ha comprobado que las inercias, áreas y distancias se ha introducido correctamente.

A continuación, se muestra en la figura la sección tipo introducida en el diseño de la estructura con sus características geométricas y materiales asignados:

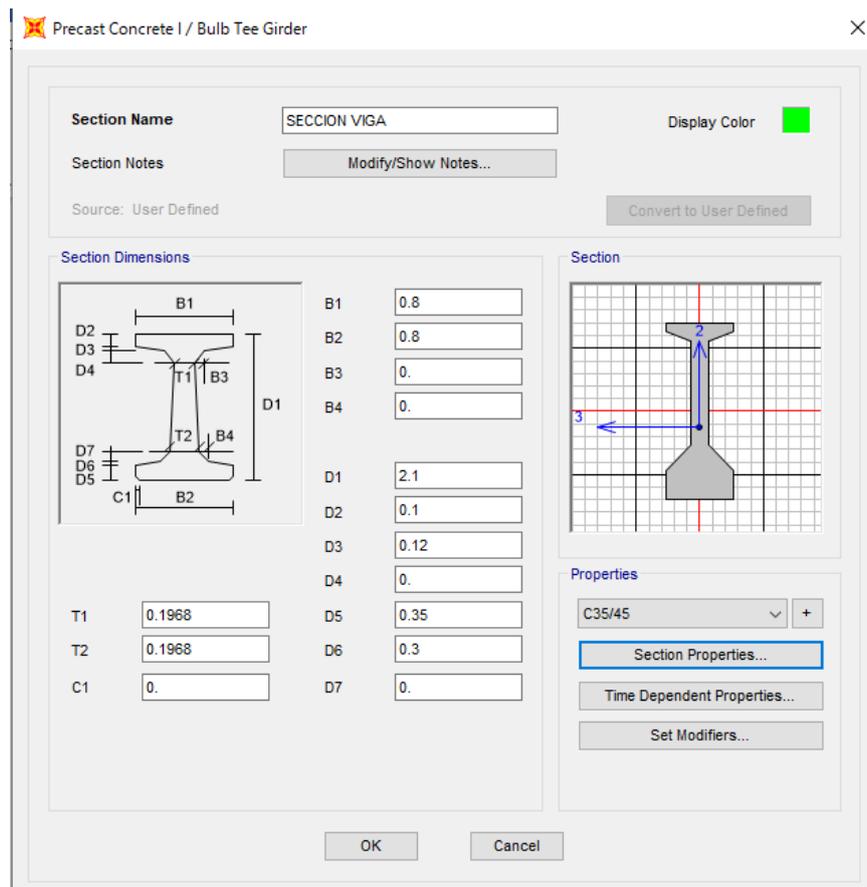


Figura. 4. Sección de la viga, material y características geométricas. (Fuente: Modelo SAP2000)

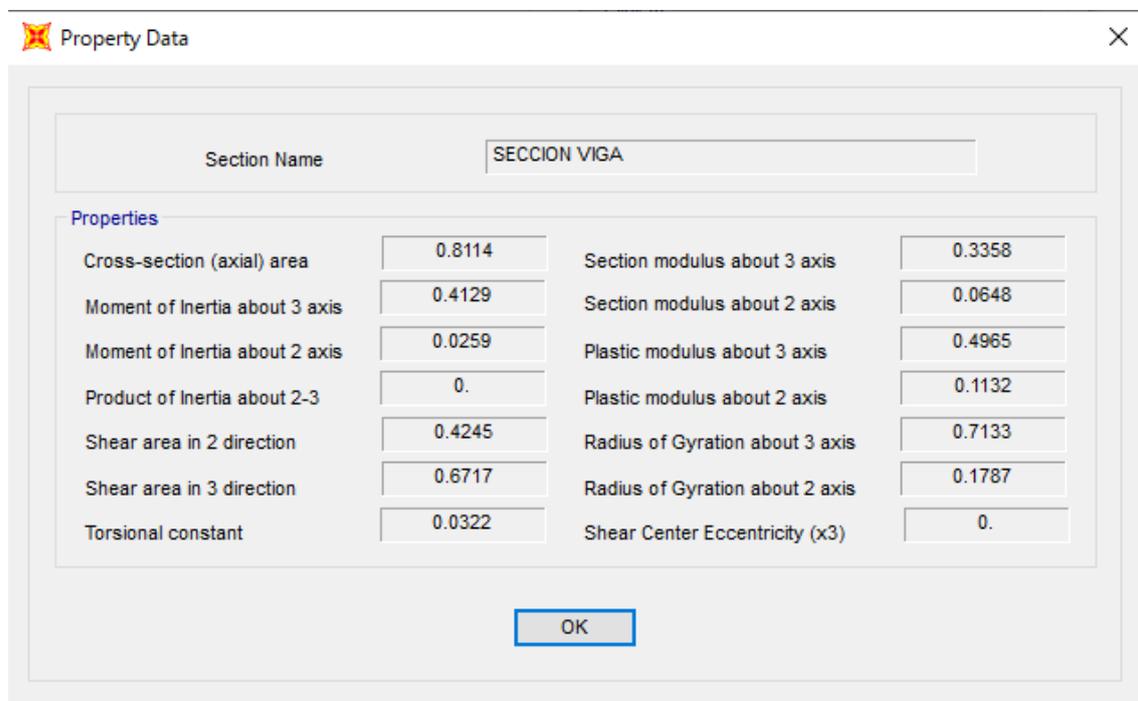


Figura. 5. características geométricas a nivel sección. (Fuente: Modelo SAP2000)

b) Implementación de los tendones embebidos en la viga.

Para poder introducir los tendones, a partir de las coordenadas de los cables se han definido su trayectoria dentro de la viga siendo el resultado, añadiendo el cable e implementando la sección del acero dentro del hormigón, al tratarse del mismo cable para cada una de ellas lo único que cambia en los cables son las disposiciones dentro de la viga. Por esta razón se ha definido una única sección de cable y se le ha asignado a cada uno de los cables que conforman el sistema de pretensado de la viga.

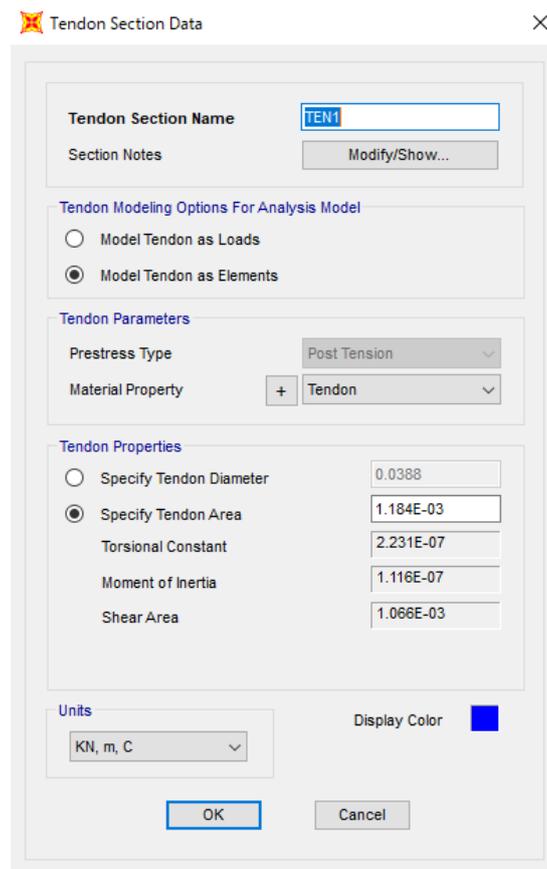


Figura. 6. Sección del cable utilizado. (Fuente: Modelo SAP2000)

A continuación, se muestra la trayectoria por cable dentro de la viga de hormigón:

CABLE 1

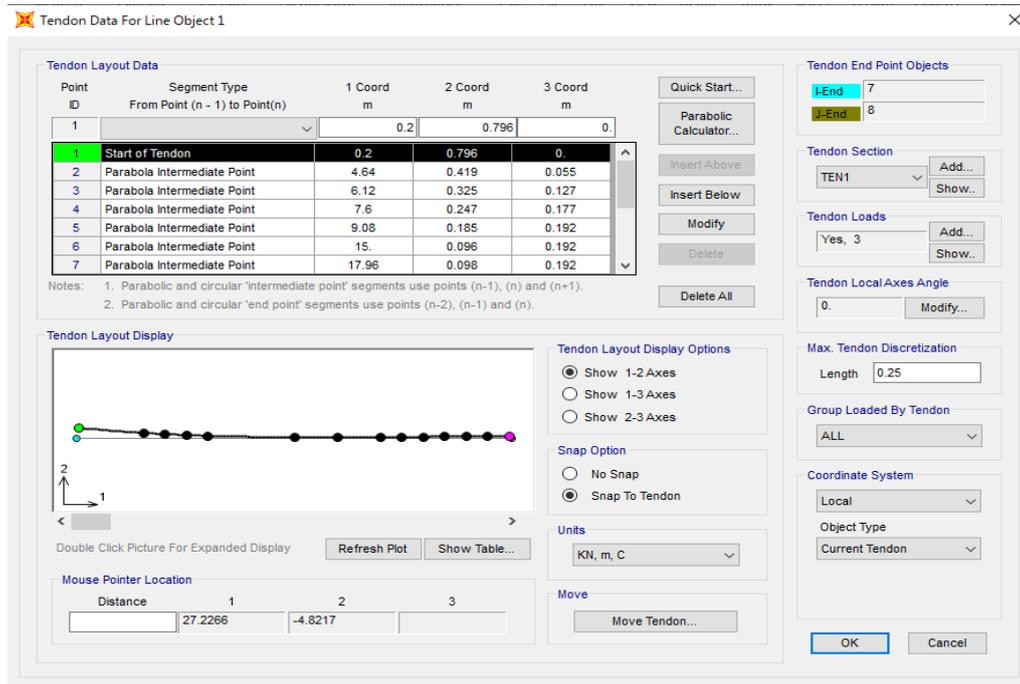


Figura. 7. Trayectoria y asignación de la sección Cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000)

CABLE 2

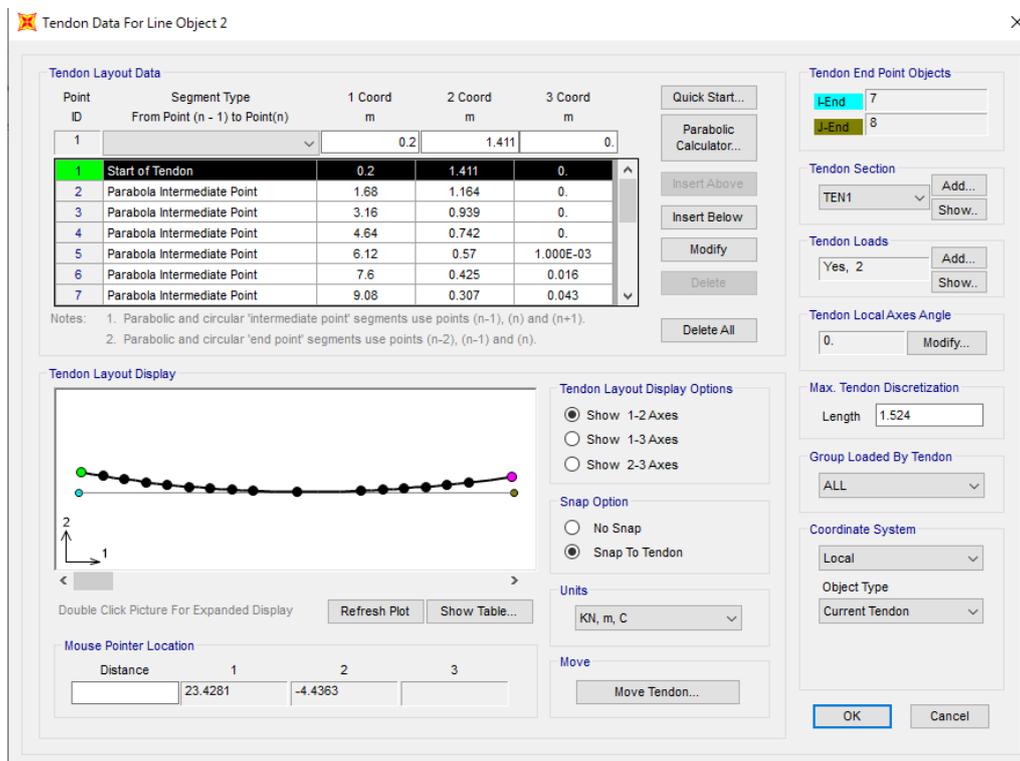


Figura. 8. Trayectoria y asignación de la sección Cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000)

CABLE 3

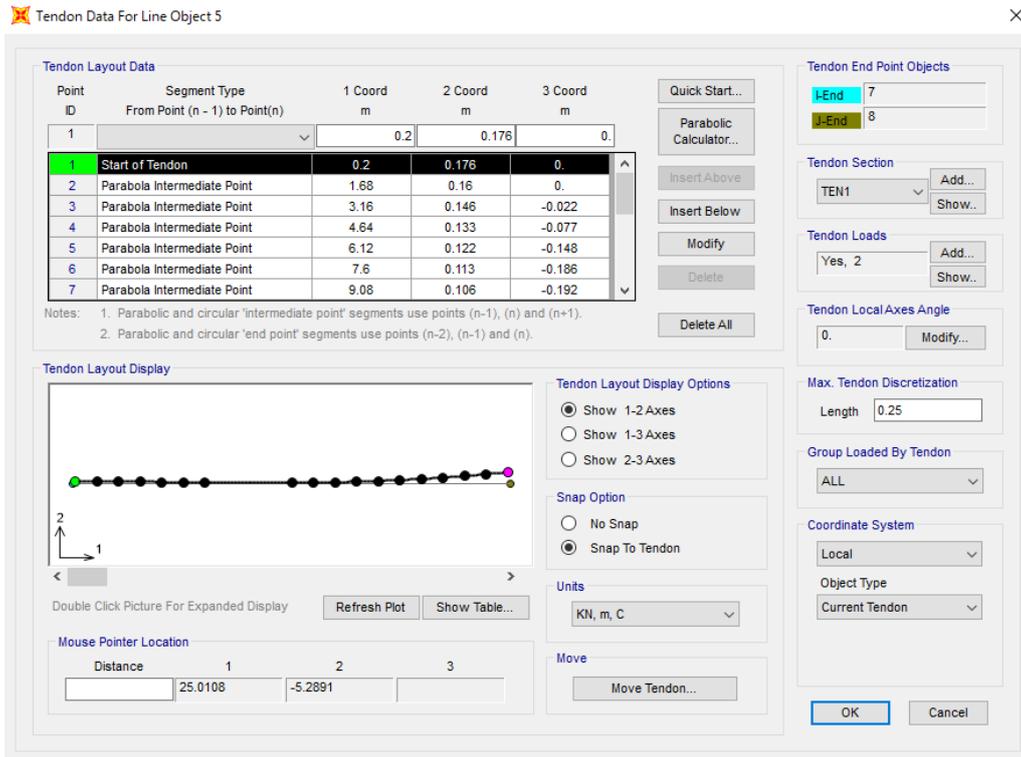


Figura. 9. Trayectoria y asignación de la sección Cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000)

CABLE 4

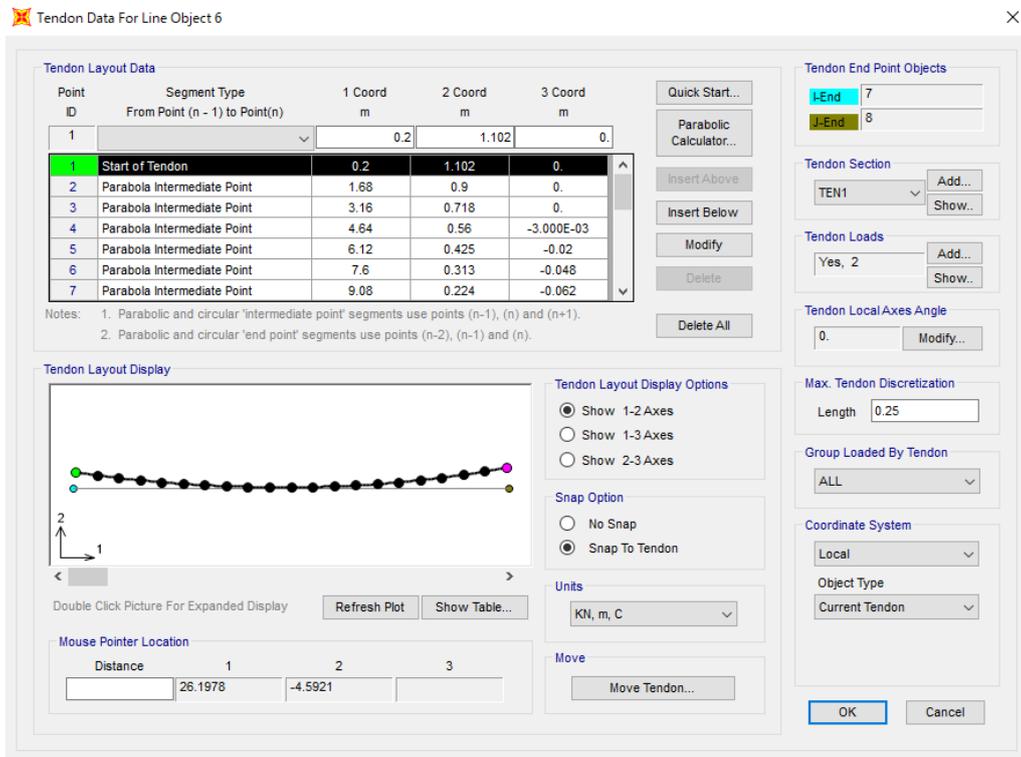


Figura. 10. Trayectoria y asignación de la sección Cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000)

CABLE 5

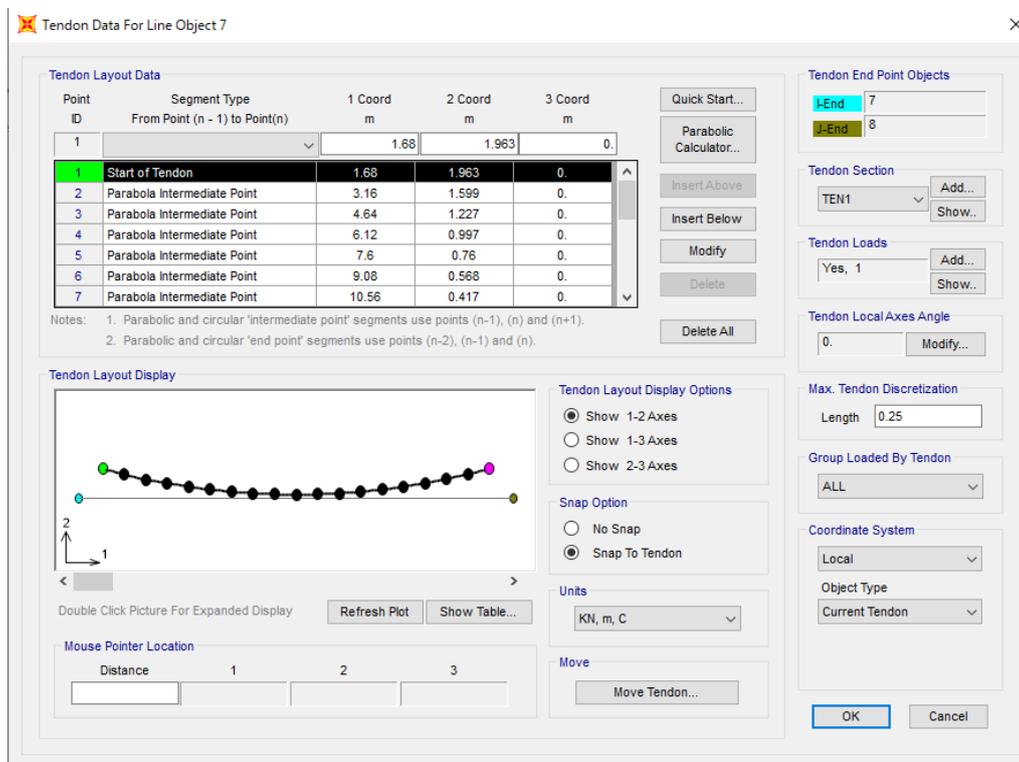


Figura. 11. Trayectoria y asignación de la sección Cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000)

3.3. Definición de las acciones

Para poder definir las distintas acciones se han recogido del proyecto inicial aquellas que intervienen sobre el tablero. Durante la elaboración de modelo se ha propuesto no tener en cuenta la acción de peso propio de la vida generada automáticamente por el programa.

En la definición de los patrones de carga se han tenido en cuenta las siguientes acciones:

- Peso propio viga: acción en la que se tiene en cuenta el peso propio de la viga objeto de estudio, obtenida a partir del área de la viga y de la densidad del hormigón. (20,25 kN/m²)
- Pretensado: Consiste en la acción que ejercen los cables de pretensado sobre la estructura, definida como el tipo *Prestress*. (1675 kN)
- Peso propio losa: acción calculada manualmente a partir de la sección de la losa que ejerce como base para la capa de rodadura y atribuible a un ancho tributario por viga. (9,6 kN/m²)

- Peso propio pavimento: acción calculada manualmente a partir del espesor de la capa de rodadura, al igual que para la losa ha sido atribuible a un ancho tributario por viga. (3,4 kN/m²)
- Peso propio barrera: acción que implica la colocación de la barrera que actúa como pretil en el puente. (7,5 kN/m)
- Sobrecarga de uso: sobrecarga a considerar definida en el proyecto con un total de 4 kN/m²
- Carga de vehículos: en esta ocasión no se tiene en cuenta la carga de los vehículos sobre el tablero, puesto que al no modelizar el tablero completo no se puede saber que parte de cada carga es atribuible a la viga.

3.4. Combinación de las acciones

Como el objetivo final es el de conseguir observar el comportamiento de la viga a lo largo de la vida útil, la combinación de las distintas acciones se utiliza como casos de carga estáticos con la finalidad de poder obtener el comportamiento de cada una de ellas por separado, por lo tanto, se escoge dos combinaciones principales para los estados de carga actuantes:

- Cargas estáticas y lineales: en estas no se tiene en cuenta el proceso constructivo y únicamente se toma como referencia para poder evaluar si el modelo se comporta de una manera adecuada y las hipótesis son consistentes.
- *Staged Construction*: con esta combinación se quiere tener en cuenta distintas etapas que suceden durante la construcción y el comportamiento que tendría en la actualidad esta viga al pasar 40 años.

A continuación, se definen los detalles de los estados de carga seleccionados, tanto para el comportamiento en servicio en un estado estático lineal y para un estado en el cual se tiene en cuenta las distintas etapas de construcción de la estructura, en los que se incluyen los tesados y el orden de estos:

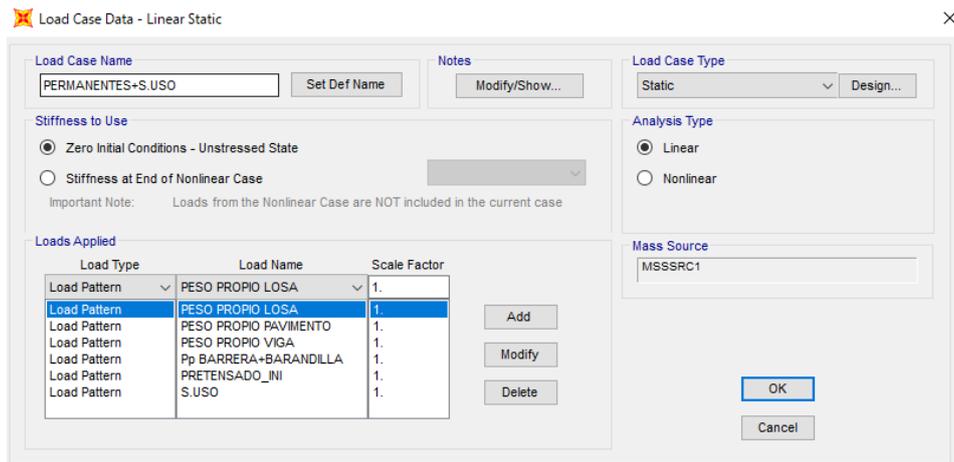


Figura. 12. Caso de carga en ELS. (Fuente: Modelo SAP2000)

A continuación, se muestra como se ha tenido en cuenta los distintos estados de carga de las estructuras, así como la introducción de los cables de tesado. Se observa como en cada uno se aplica entre ambos un día de desfase, evidentemente esto no sucede así, pero la unidad más pequeña que aporta SAP2000 para definirlos es de un día, por lo tanto, con la finalidad de poder conocer como se comporta la estructura en las distintas etapas de tesado se ha propuesto esta modelización.

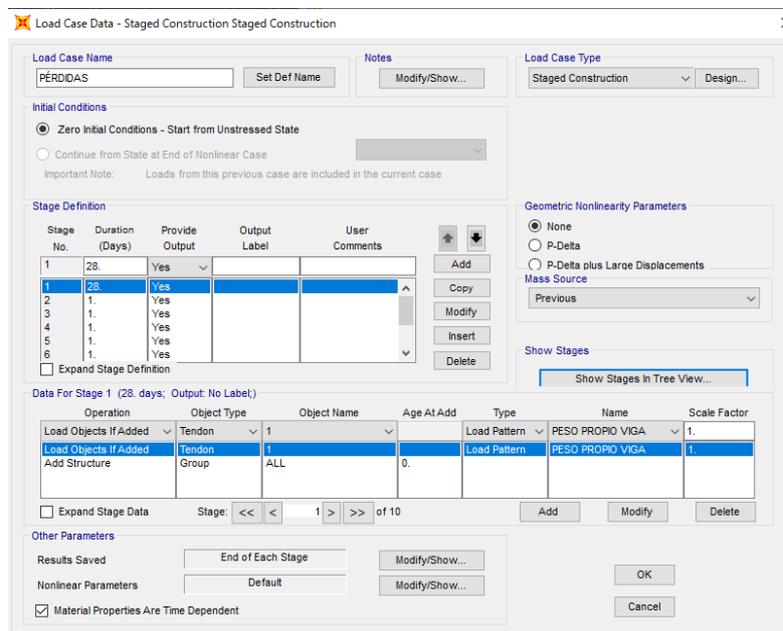


Figura. 13. Caso de carga construcción por etapas. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la figura 14 se muestra mediante un diagrama de árbol como intervienen los distintos elementos y las edades de cálculo en las que se producen, teniendo en cuenta los efectos reológicos de los materiales:

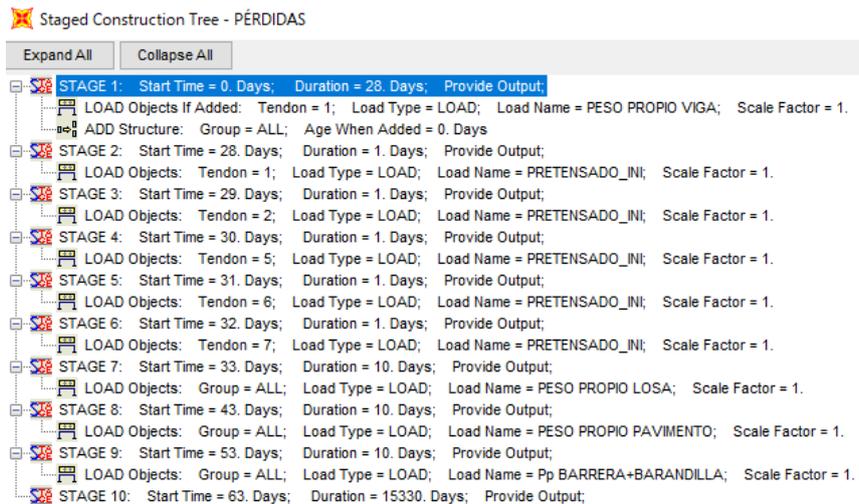


Figura. 14. Diagrama de árbol con cada etapa de carga. (Fuente Modelo SAP2000)

3.5. Asignación de los parámetros para el cálculo de las pérdidas

En el programa SAP2000 existe la posibilidad de introducir parámetros que tengan en cuenta los distintos parámetros para poder obtener: pérdidas por rozamiento, pérdidas por penetración de cuñas y pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

Como en el proyecto inicial todos estos parámetros son proporcionados se procede a implementar estos parámetros con la finalidad de poder realizar un cálculo adecuado de las pérdidas, a continuación, se procede a mostrar cada uno de los parámetros asignados por cable, así como las fuerzas de pretensado asignadas a cada cable.

CABLE 1

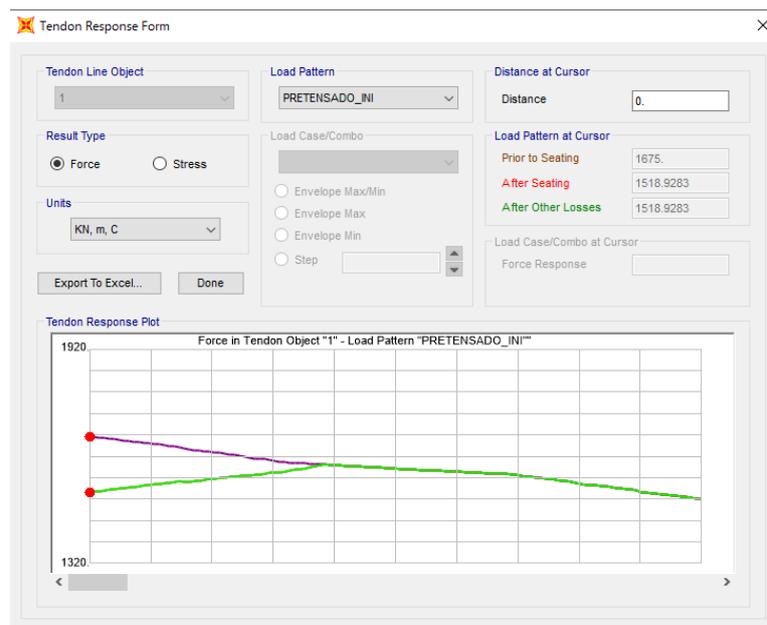


Figura. 15. Pérdidas de pretensado Cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000)

CABLE 2

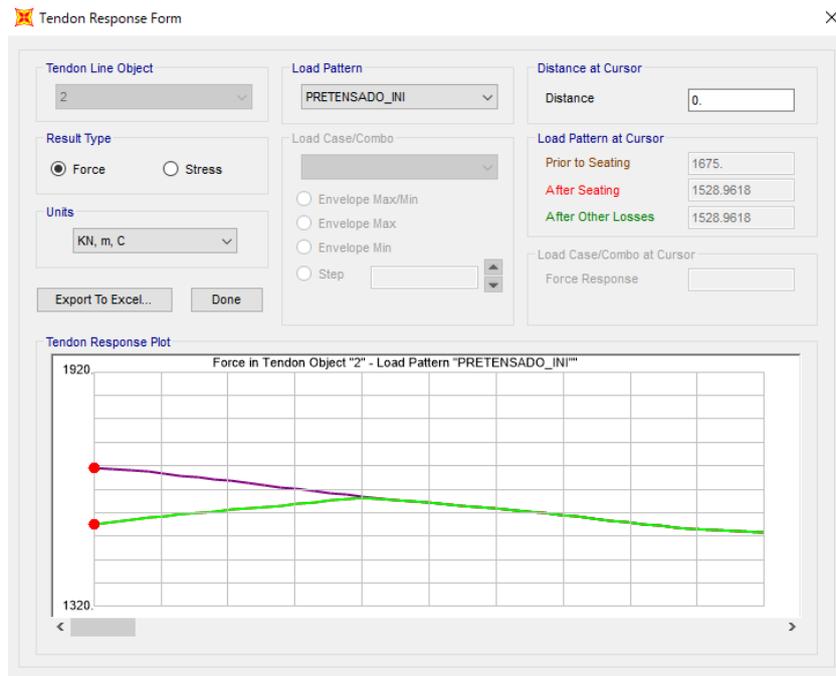


Figura. 16. Pérdidas de pretensado Cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000)

CABLE 3

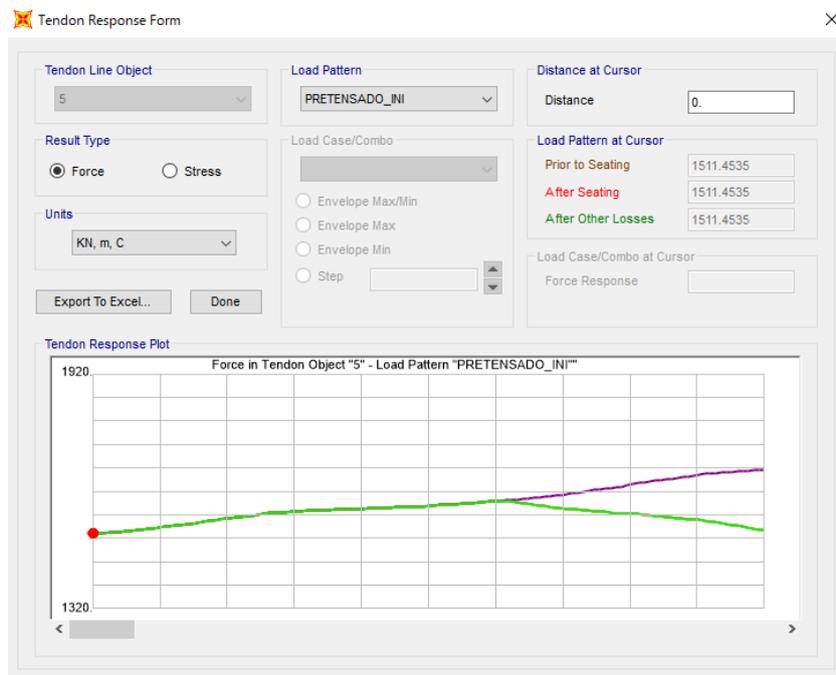


Figura. 17. Pérdidas de pretensado Cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000)

CABLE 4

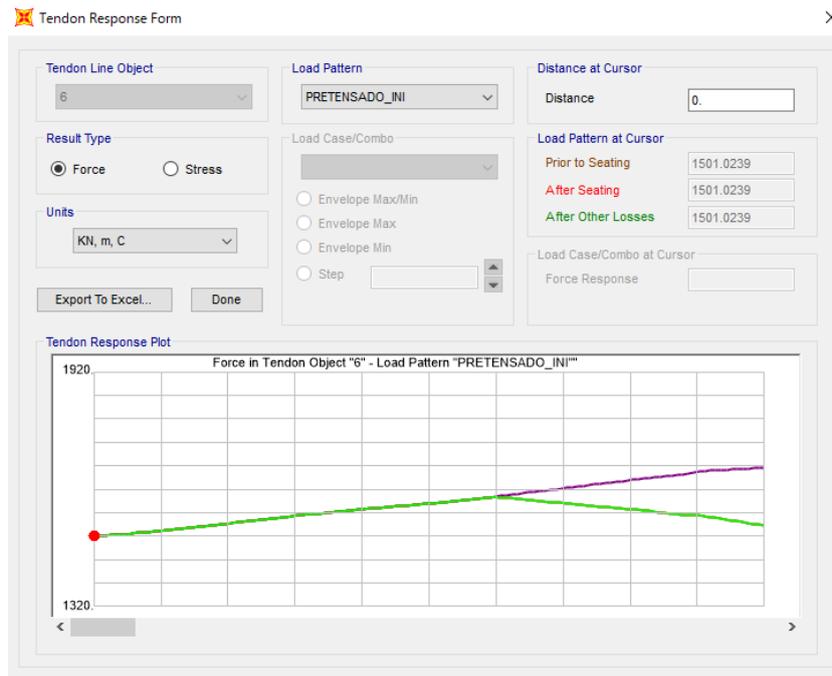


Figura. 18. Pérdidas de pretensado Cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000)

CABLE 5

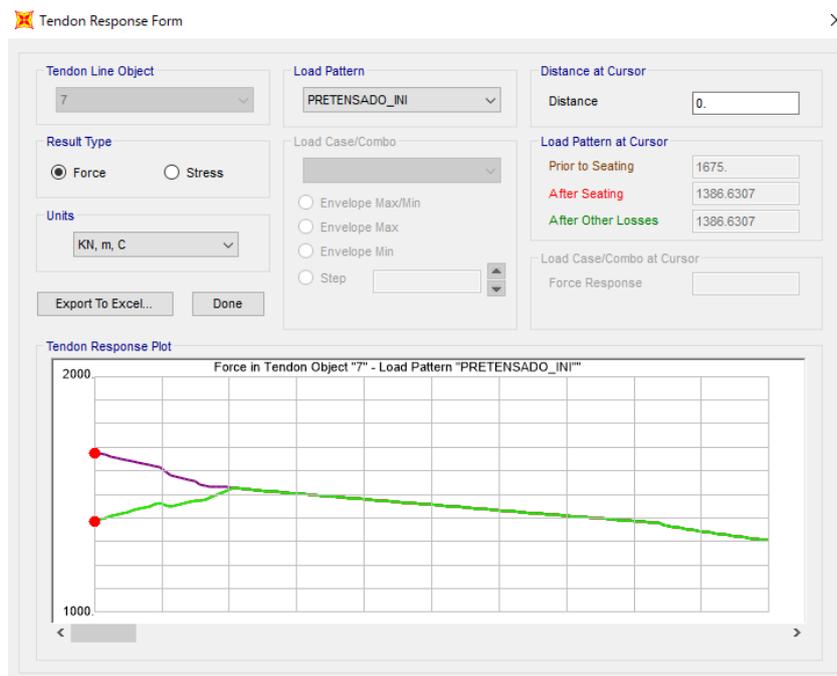


Figura. 19. Pérdidas de pretensado Cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000)

3.6. Visualización del modelo

A continuación, se muestra el modelo generado por SAP2000 en el cual se pueden apreciar los cables de pretensado incorporados a la viga, así como la forma y los apoyos:

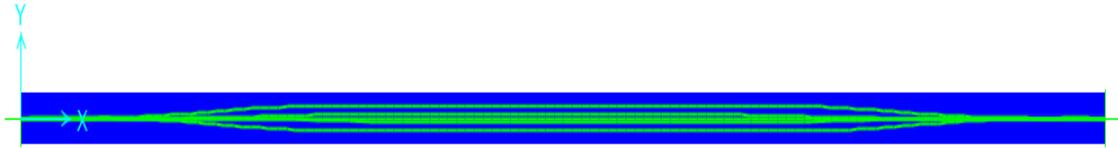


Figura. 20. Vista en planta de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)

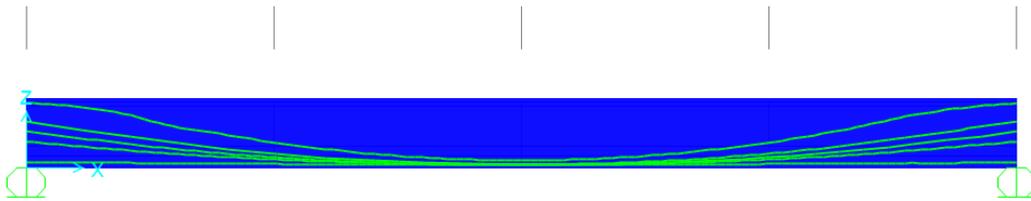


Figura. 21. Vista en alzado de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)

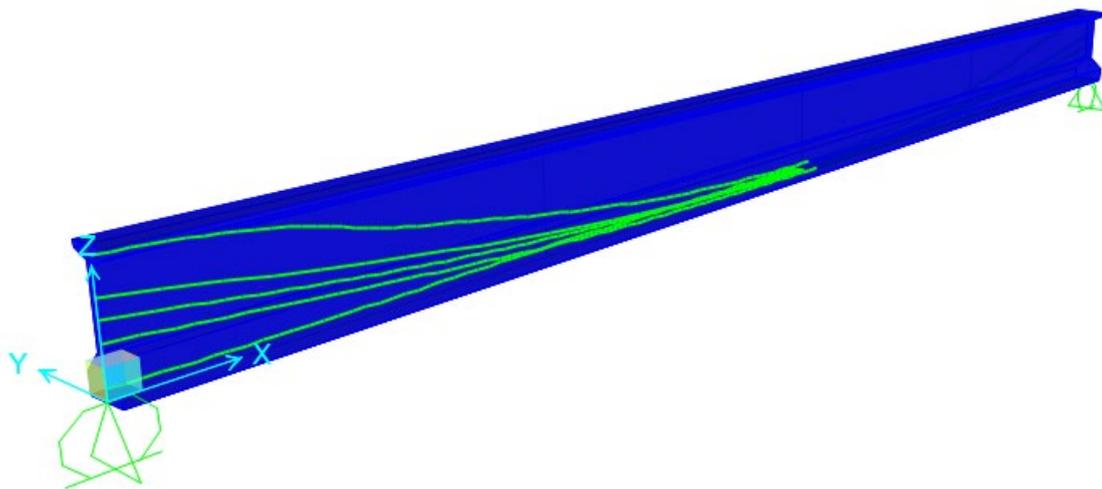


Figura. 22. Vista en 3d de la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)

4. Resultados

Una vez se introduce el modelo, se proceden a presentar los resultados obtenidos en las distintas hipótesis de cargas, la fase de servicio, y posteriormente se presenta el estado tensional de los distintos procesos de tesado y por último como se encuentra la viga en el estado actual.

4.1. Pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas

En primer lugar, se obtienen las pérdidas instantáneas que se producen debido a los efectos de rozamiento y penetración de cuñas modeladas en el programa SAP2000.

A continuación, se resumen los resultados por cable obtenidos con el programa SAP2000.

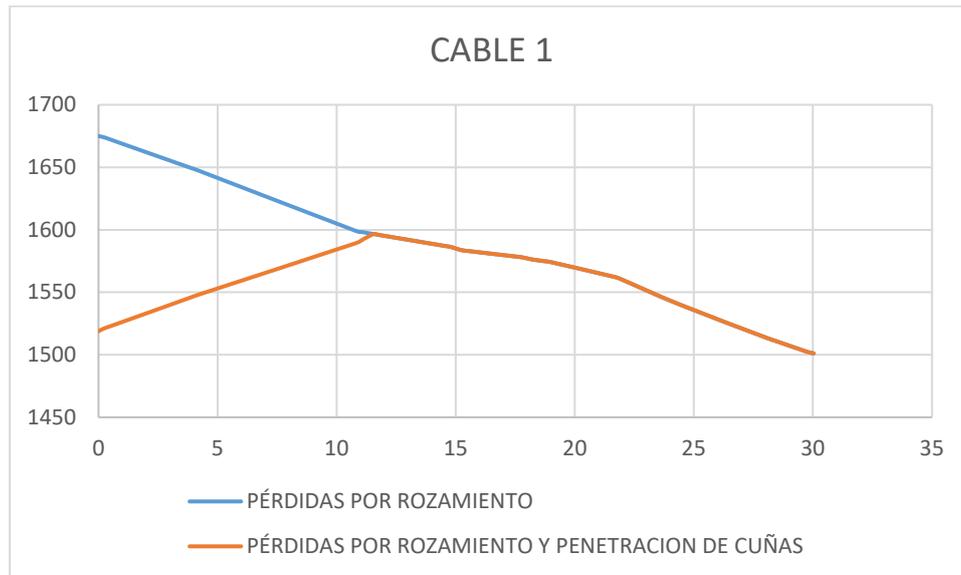


Gráfico. 1. Pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas, cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000)

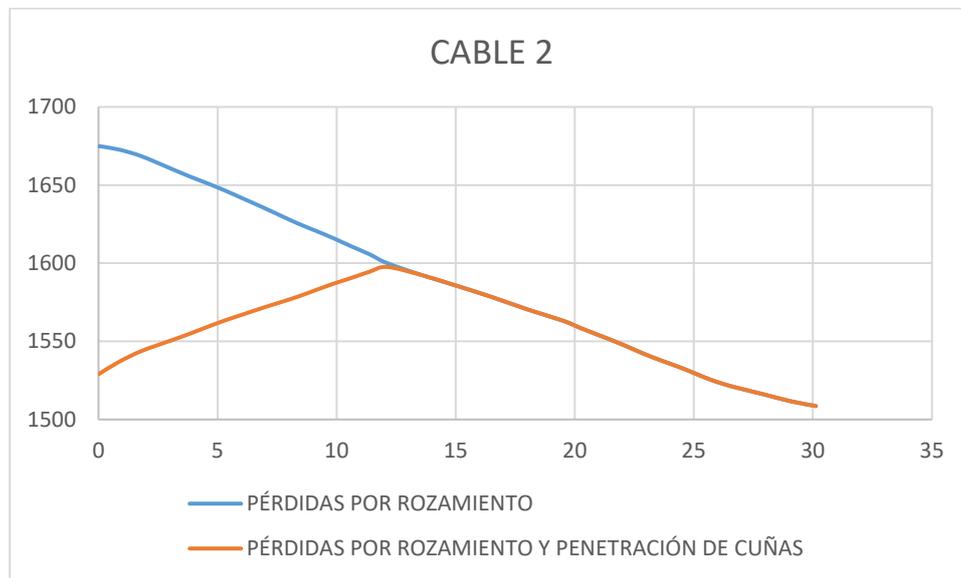


Gráfico. 2. Pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas, cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000)

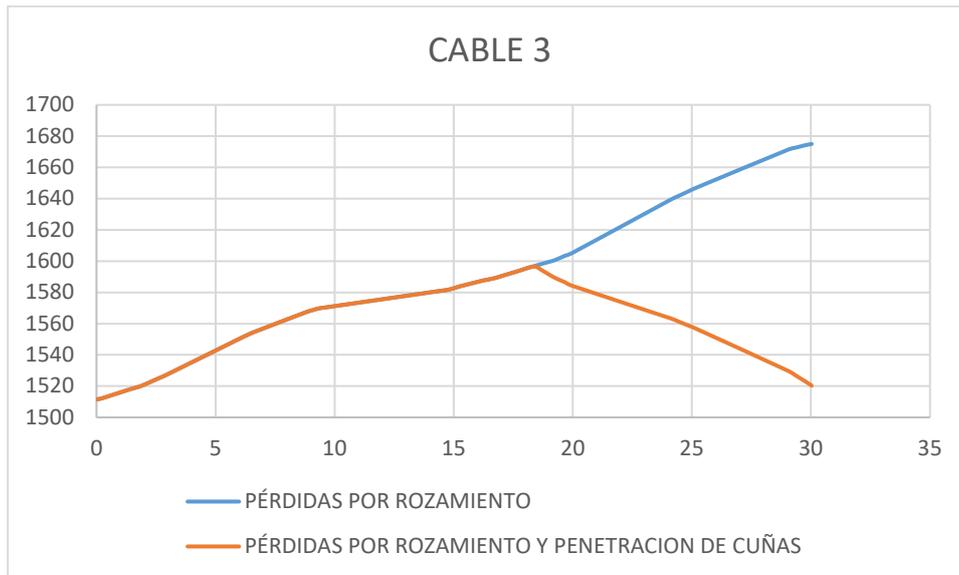


Gráfico. 3. Pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas, cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000)

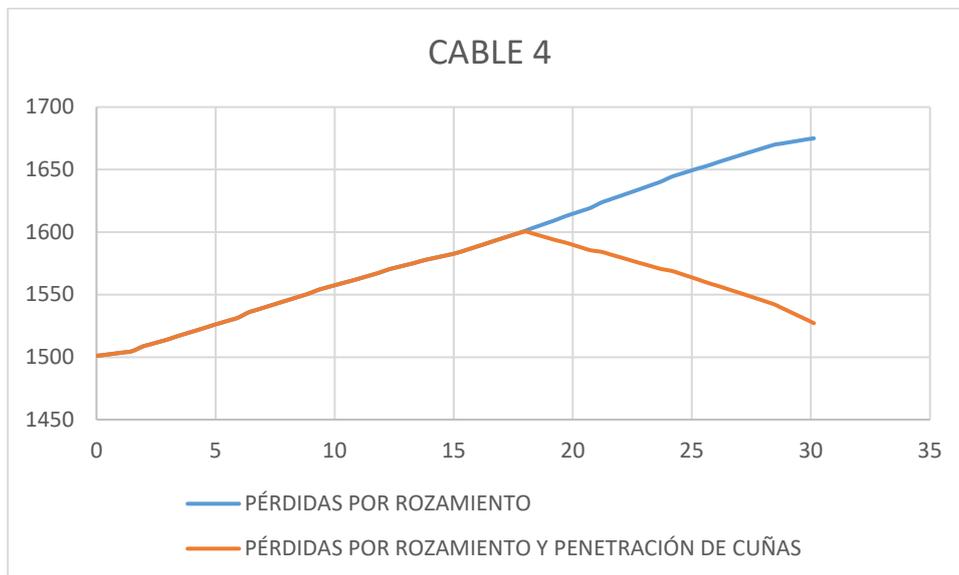


Gráfico. 4. Pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas, cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000)

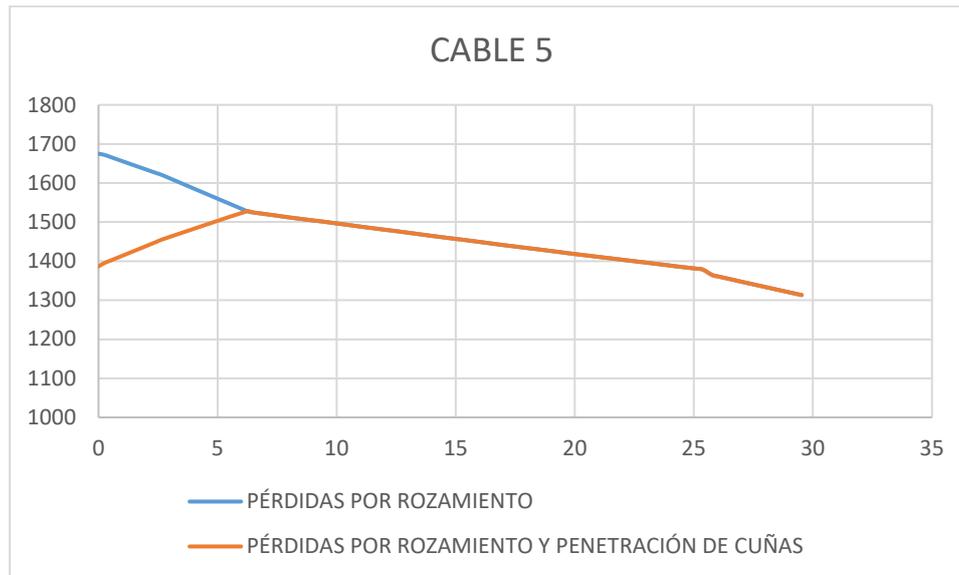


Gráfico. 5. Pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas, cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000)

Una vez realizado esto se procede a partir de los datos y las combinaciones introducidas con anterioridad a en primer lugar, obtener si la estructura es estable para las acciones introducidas, para ello se procede a mostrar los resultados obtenidos de la combinación de acciones sin tener en cuenta los efectos diferidos del hormigón. Por otro lado, a través del patrón de carga utilizando parámetros del proceso constructivo se procede a evaluar cómo se comportó la estructura durante el tesado de los cables y la cual sería el estado tensional de la misma hoy en día tras el paso de 40 años desde su ejecución.

4.2. Resultados combinación peso propio-pretensado

En este apartado se muestran los desplazamientos que se han producido en la viga en el instante en el cual se ha tesado la estructura.

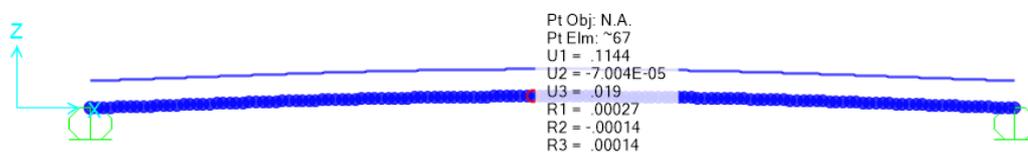


Figura. 23. Desplazamientos en la viga para la combinación de peso propio y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000)

Tal y como puede observarse en la figura 23 el desplazamiento tras el tesado de la estructura sigue conservando una contraflecha que servirá para poder ir compensando los desplazamientos en la estructura a medida que se van implementando las distintas cargas en servicio.

Diagrams for Frame Object 3 (SECCION VIGA)

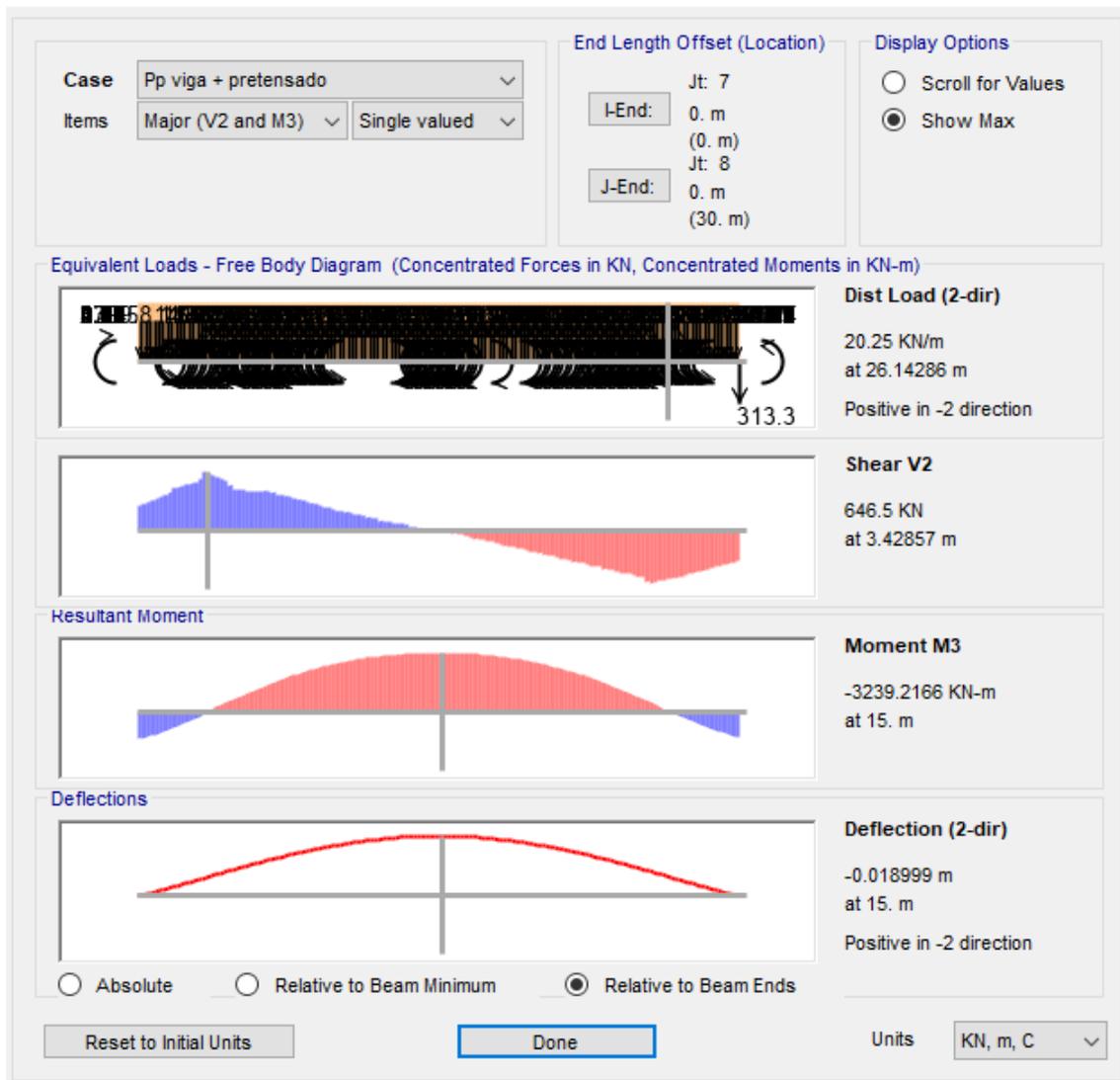


Figura. 24. Esfuerzos en la viga para la combinación peso propio y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000)

Tal y como se puede comprobar en las figuras 24 y 25 el efecto del pretensado provoca una situación de compresión total en la pieza con un rango importante para poder ir añadiendo cargas para poder cumplir las condiciones de servicio que se han de dar en el puente y que este pueda cumplir su servicio a lo largo de su vida útil.

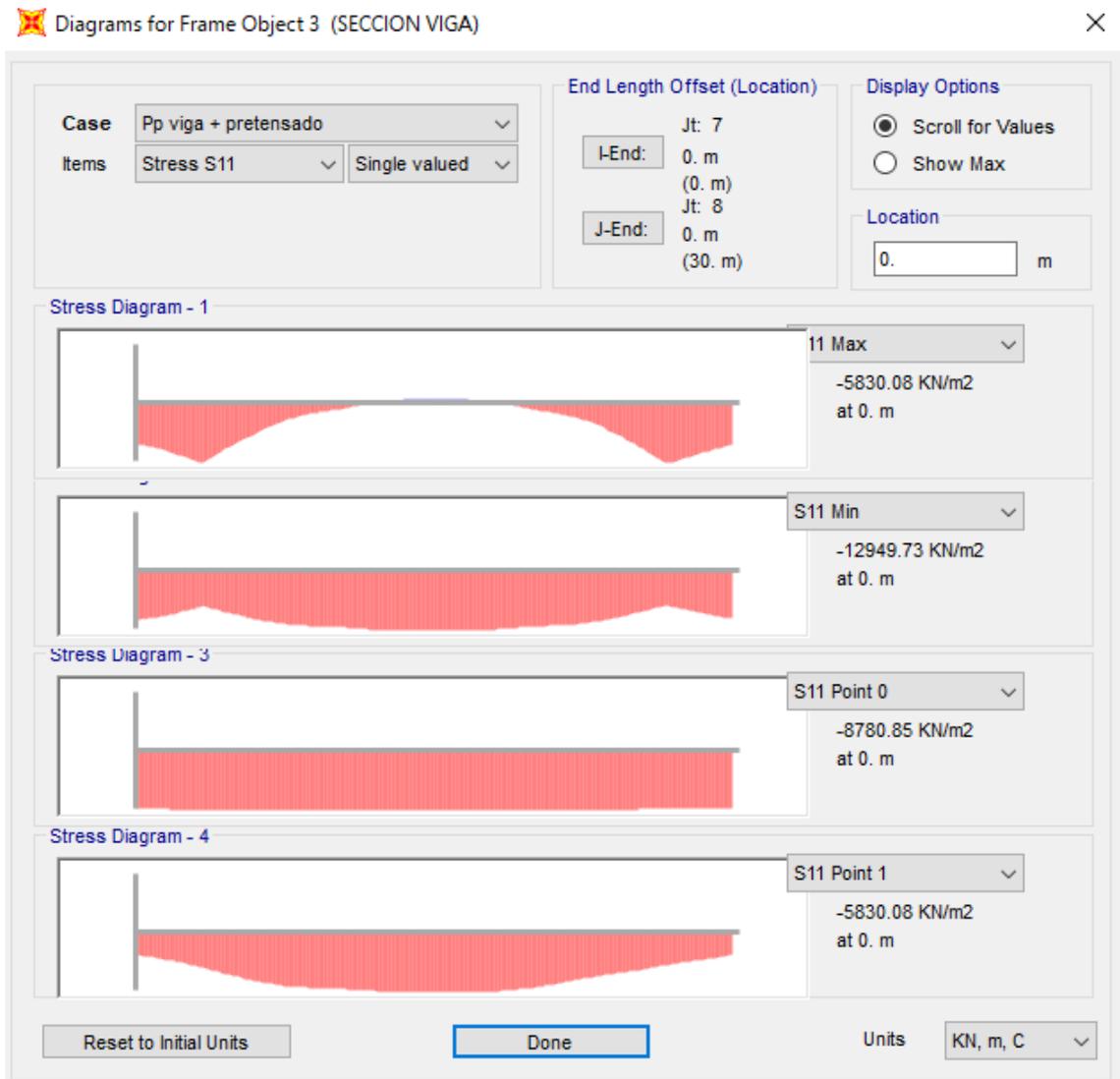


Figura. 25. Tensiones en la viga para la combinación peso propio y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000)

4.3. Resultados combinación cargas permanentes y pretensado

En este apartado se procede a mostrar los resultados obtenidos para la combinación de todas las cargas permanentes que actúan sobre la estructura y de cómo el sistema de pretensado actúa sobre la viga para evitar que se produzcan tracciones y compensar las deformaciones.

En esta ocasión en la figura 26 se puede observar como la contraflecha que se producía para él está de cargas del peso propio y del pretensado se ha contrarrestado, quedando prácticamente nula la flecha que se producen en la estructura para las cargas permanentes.

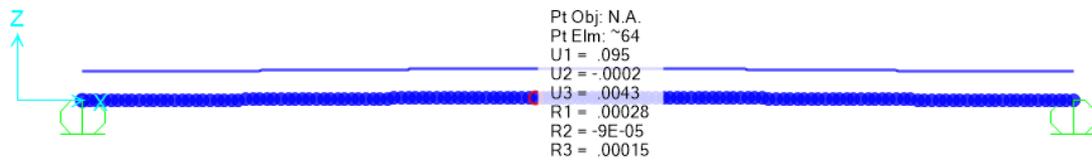


Figura. 26. Desplazamientos en la viga para la combinación de cargas permanentes y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000)

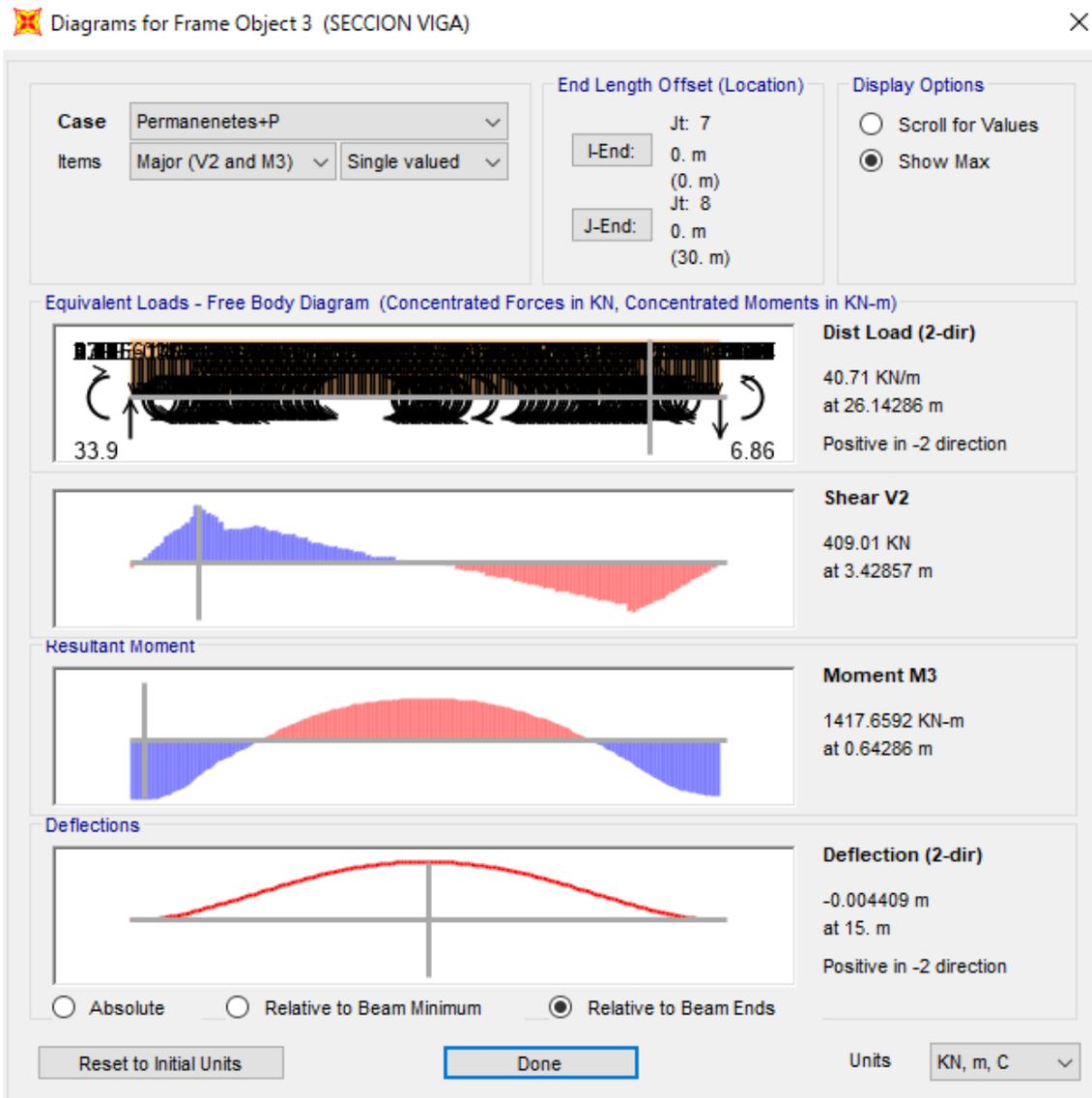


Figura. 27. Esfuerzos en la viga para la combinación cargas permanentes y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la figura 27 comparando los momentos con los obtenidos en la combinación anterior se observa como los momentos se compensan, siendo el producido por el pretensado incluso un poco mayor que el de las cargas permanentes, con esto conseguimos que siga

existiendo un margen suficiente para poder introducir la sobrecarga de uso y que la estructura se deforme lo mínimo posible.

En cuanto a la figura 28 en las tensiones que se dan en el hormigón se puede comprobar como toda la sección se encuentra a compresión consiguiendo que no se produzcan fisuras-

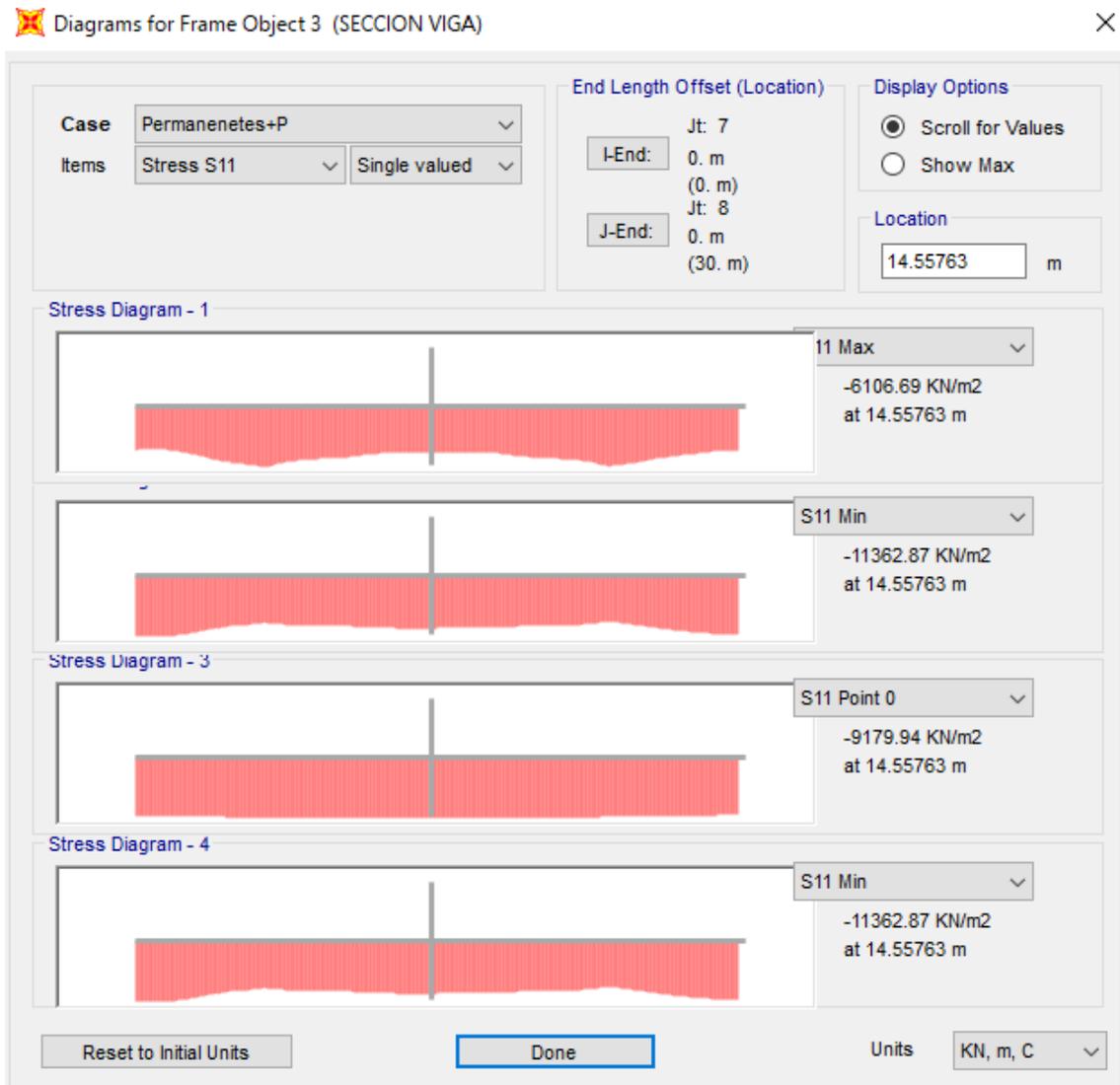


Figura. 28. Tensiones en la viga para la combinación cargas permanentes y pretensado. (Fuente: Modelo SAP2000)

4.4. Resultados para la estructura en servicio.

Para la fase de servicio en la estructura se puede comprobar que al introducir la carga de la sobre carga de uso se produce un aumento de la deformación, siendo esta ya en sentido negativo y por lo tanto superando las deformaciones generadas por el sistema de pretensado. Por otro lado, se puede comprobar que la deformación que se ha producido es realmente pequeña y por lo tanto esto sugiero que no existirán problemas para el estado límite de servicio en la estructura.

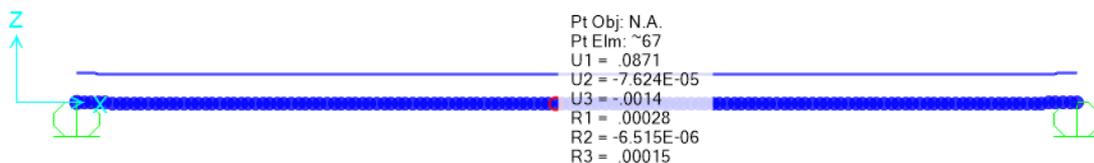


Figura. 29. Desplazamientos en la viga para la viga en servicio. (Fuente: Modelo SAP2000)

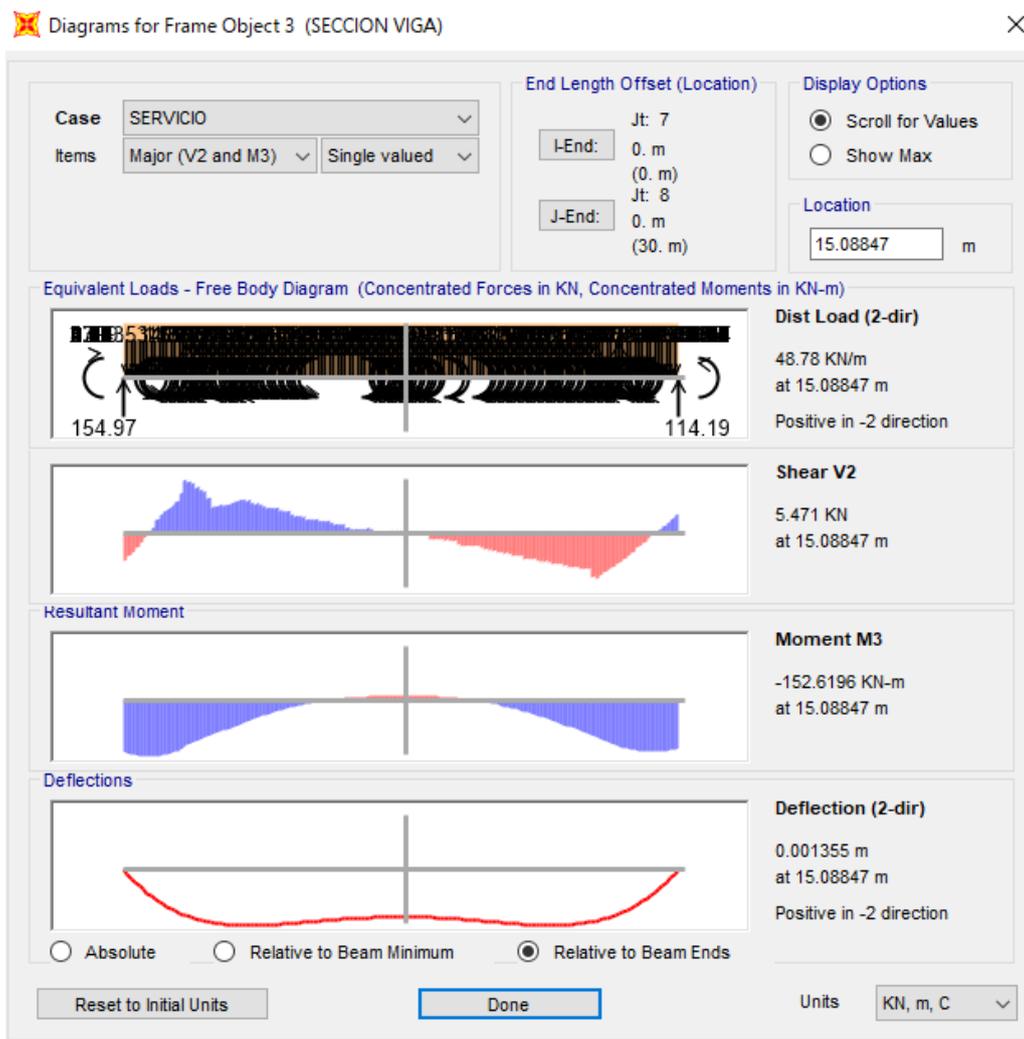


Figura. 30. Esfuerzos en fase de servicio en la viga. (Fuente: Modelo SAP2000)

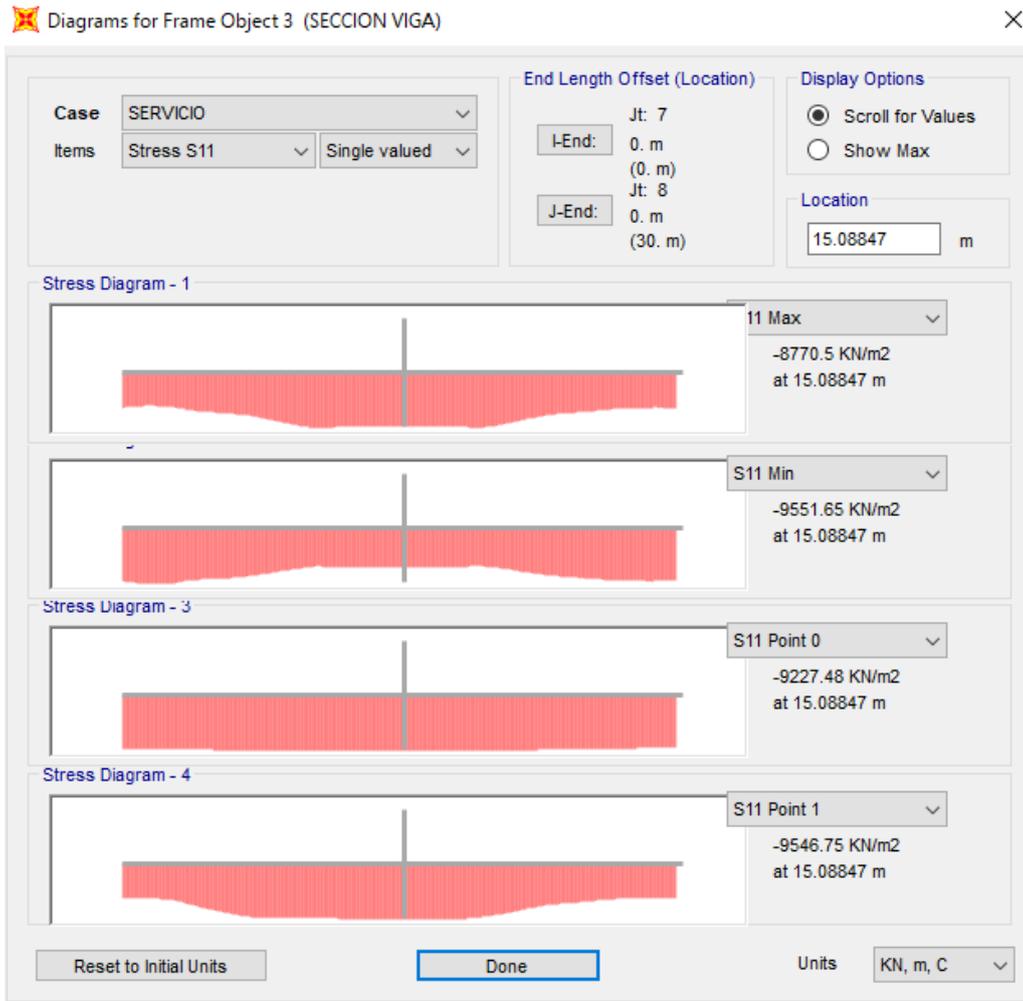


Figura. 31. Tensiones en fase de servicio en la viga. (Fuente: Modelo SAP2000).

En las figuras 30 y 31 se puede observar como en la fase de servicio al actuar la sobrecarga de uso se produce una compensación total del momento producido por las fuerzas de pretensado y el momento producido por las sobre cargas de uso y las cargas permanentes.

En cuanto a las tensiones se puede comprobar que la viga sigue estando totalmente a compresión por lo que no hay problemas de fisuración, por lo que también ayuda a que cumplan los requisitos de durabilidad de la estructura.

4.5. Resultados stage construction

Para poder resumir estos resultados por partes, se realiza un resumen del proceso constructivo para poder entender cada una de las etapas en las que se interviene:

- Etapa 1: Peso propio de la viga + pretensado de puesta en obra.
- Etapa 2: Tesado del cable 1.
- Etapa 3: Tesado del cable 2.
- Etapa 4: Tesado del cable 3.
- Etapa 5: Tesado del cable 4.
- Etapa 6: Tesado del cable 5.
- Etapa 7: Peso propio de la losa.
- Etapa 8: Peso propio del pavimento.
- Etapa 9: Barrera semirrígida.
- Etapa 10: Sobrecarga de uso.
- Etapa 11: Estado de la estructura a los 15330 días (42 años).
- Etapa 12: Estado de la estructura a la edad de 100 años.

a) ETAPA 1-Peso propio de la viga + pretensado de puesta en obra

En esta primera etapa se analiza la viga con un pretensado inicial, puesto que la viga es prefabricada, antes de su colocación en obra se tesan los cables 1, 2, 3 y 4 con la finalidad de que la viga no fisure en el procedimiento y colocación de puesta en obra, por lo que se tiene la siguiente deformada.

Peso propio

Para realizar una comparación de estados se muestra inicialmente como se hubiera deformado la viga y las tensiones que tendría durante la colocación en obra.

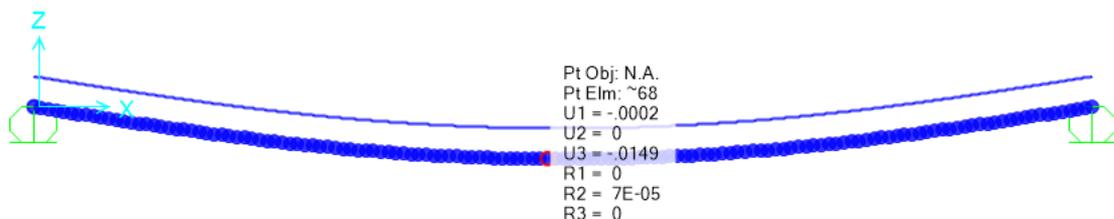


Figura. 32. Desplazamientos en la viga Etapa 1 peso propio. (Fuente: Modelo SAP2000)

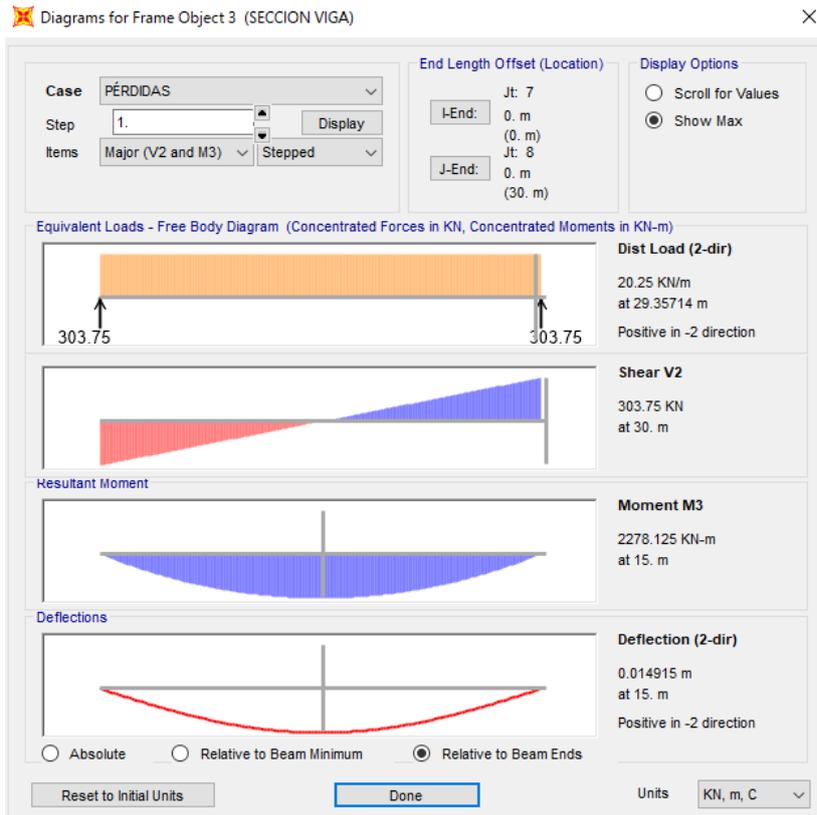


Figura. 33. Esfuerzos en la viga Etapa 1 peso propio. (Fuente: Modelo SAP2000)

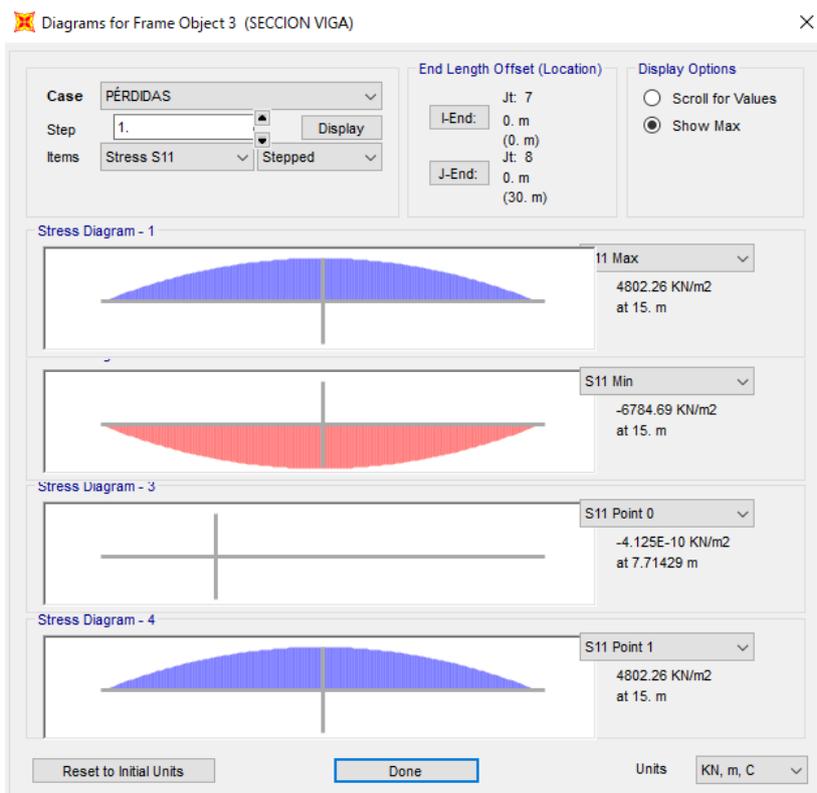


Figura. 34. Tensiones en la viga Etapa 1 peso propio. (Fuente: Modelo SAP2000)

Tal y como se puede comprobar en la figura 34 se observa como únicamente actuando el Peso propio de la viga se produce fisuración en la viga, puesto que se supera la resistencia a tracción de la viga y se colocaría la viga ya fisurada en su posición final, por esta razón se realiza un tesado de los cables 1, 2, 3 y 4 con valores de tesado inferiores al final, la fuerza de pretensado aplicadas a cada cable es de 875 kN.

Peso propio + pretensado puesta en obra

En este apartado se muestra la viga con el estado tensional para su colocación en el punto final, con un pretensado inicial para evitar que se produzcan fisuras durante la colocación en los apoyos finales.

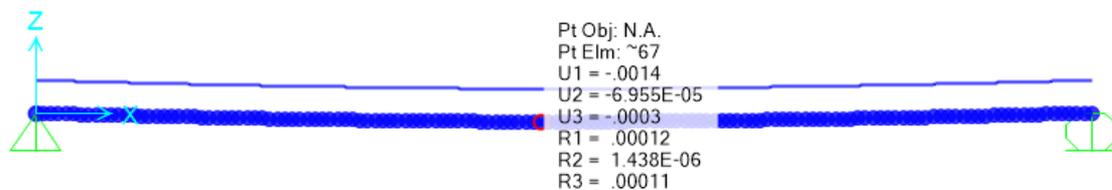


Figura. 35. Desplazamientos en la viga Etapa 1 peso propio+ pretensado puesta en obra. (Fuente: Modelo SAP2000)

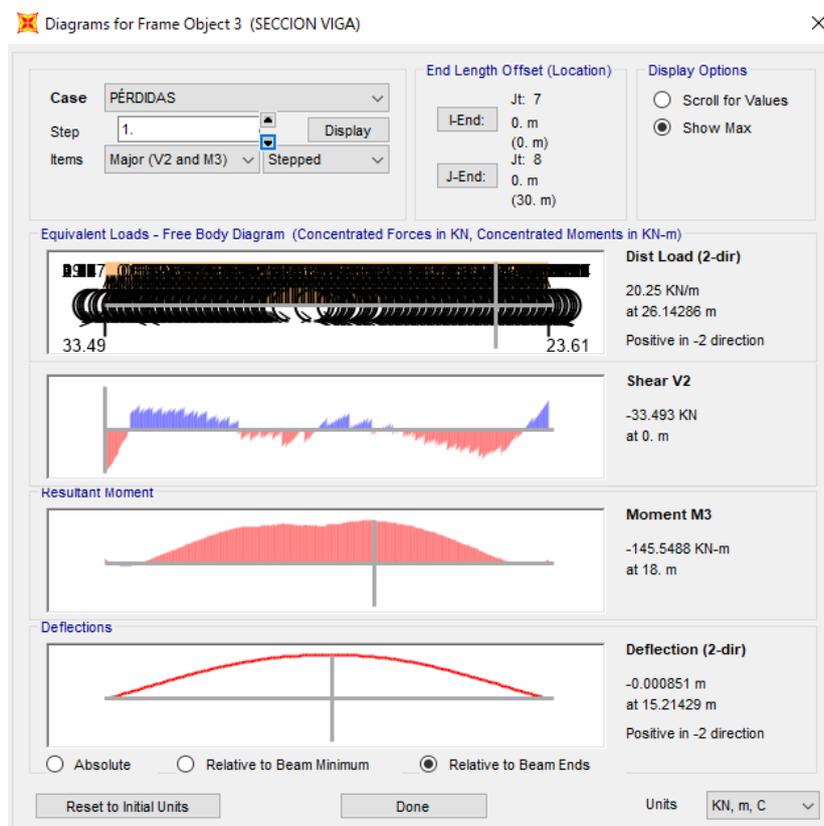


Figura. 36. Esfuerzos en la viga Etapa 1 peso propio+ pretensado puesta en obra. (Fuente: Modelo SAP2000)

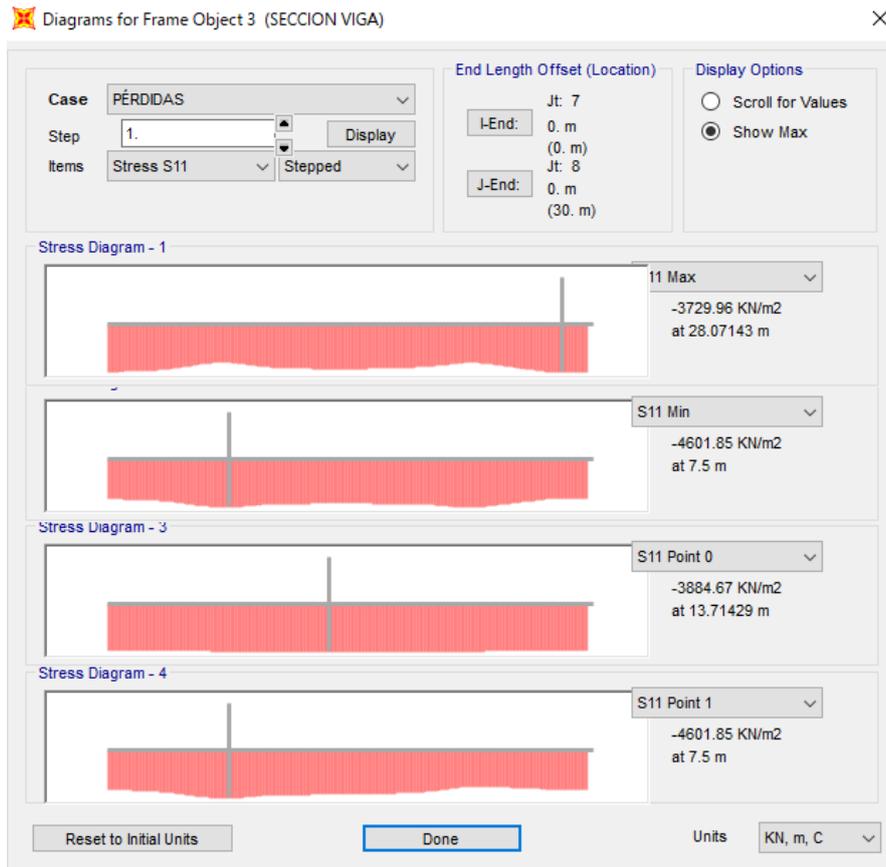


Figura. 37. Tensiones en la viga Etapa 1 peso propio+ pretensado puesta en obra. (Fuente: Modelo SAP2000)

En esta ocasión se puede observar como en la etapa de puesta en obra de la viga con un tesado de 875 kN por cable se encuentra toda la viga a compresión y la flecha es prácticamente nula gracia a la acción de este pretensado inicial, esto es muy importante puesto que el hormigón se encuentra con una tensión lo suficientemente elevada a compresión incluso para poder soportar sobrecargas o esfuerzos adicionales que se pudieran dar en la viga durante su colocación.

b) ETAPA 2. Tesado del cable 1 a 1675 KN

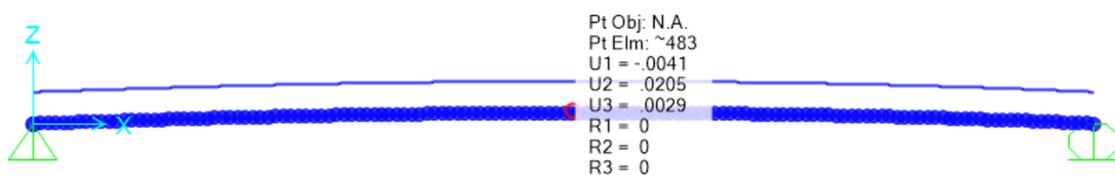


Figura. 38. Desplazamientos en la viga Etapa 2 tesado cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000)

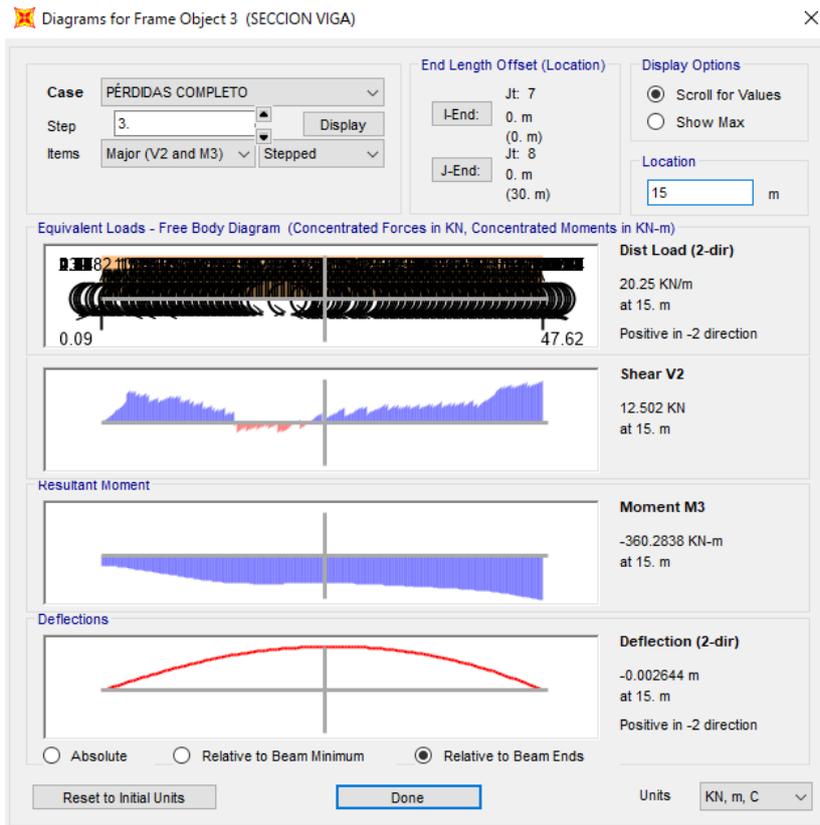


Figura. 39. Esfuerzos en la viga Etapa 2 tesado cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000)

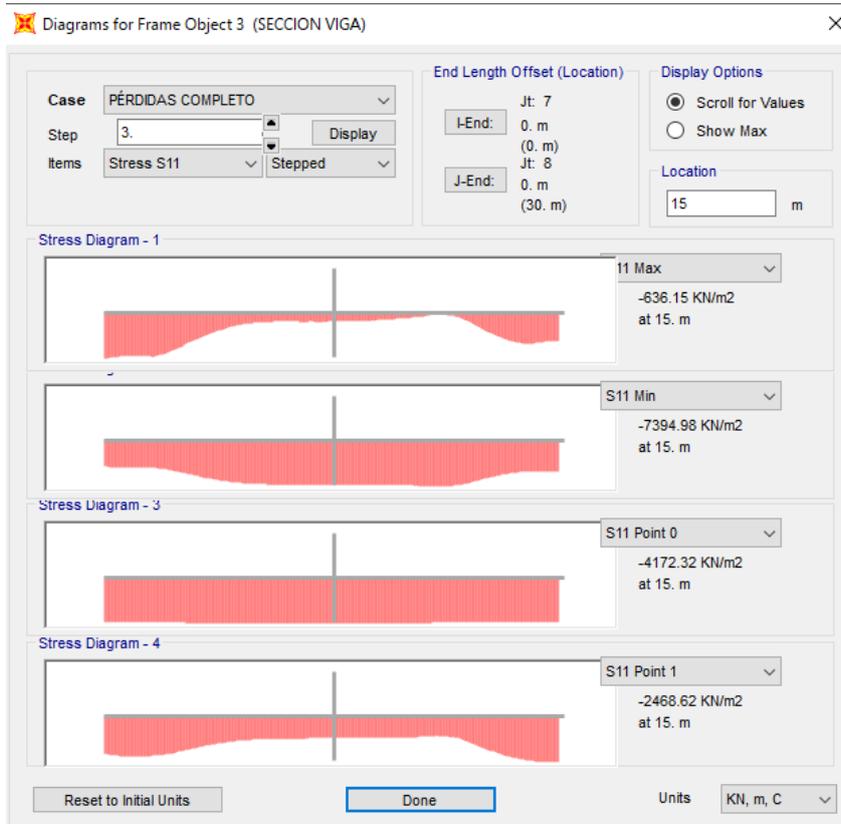


Figura. 40. Tensiones en la viga Etapa 2 tesado cable 1. (Fuente: Modelo SAP2000)

Como se ha podido comprobar durante esta fase, al realizar el desdotesado inicial y proceder al tesado final del cable se produce un ligero levantamiento de la viga, lo que proporciona una contraflecha que irá en aumento a medida que se realicen las distintas fases de tesado de los cables.

En cuanto a las tensiones se observa que todas ellas se encuentran dentro de los requisitos de no fisuración del hormigón, por lo tanto, se concluye que esta fase de tesado es apropiada y correcta, por lo que el dimensionamiento de la fuerza de tesado para esta etapa es el apropiado.

c) ETAPA 3. Tesado del cable 2 a 1675 KN

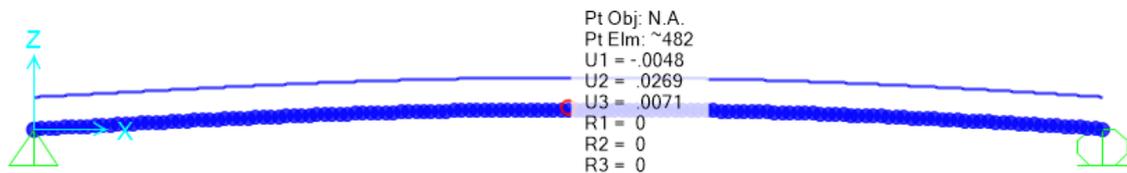


Figura. 41. Desplazamientos en la viga Etapa 3 tesado cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000)

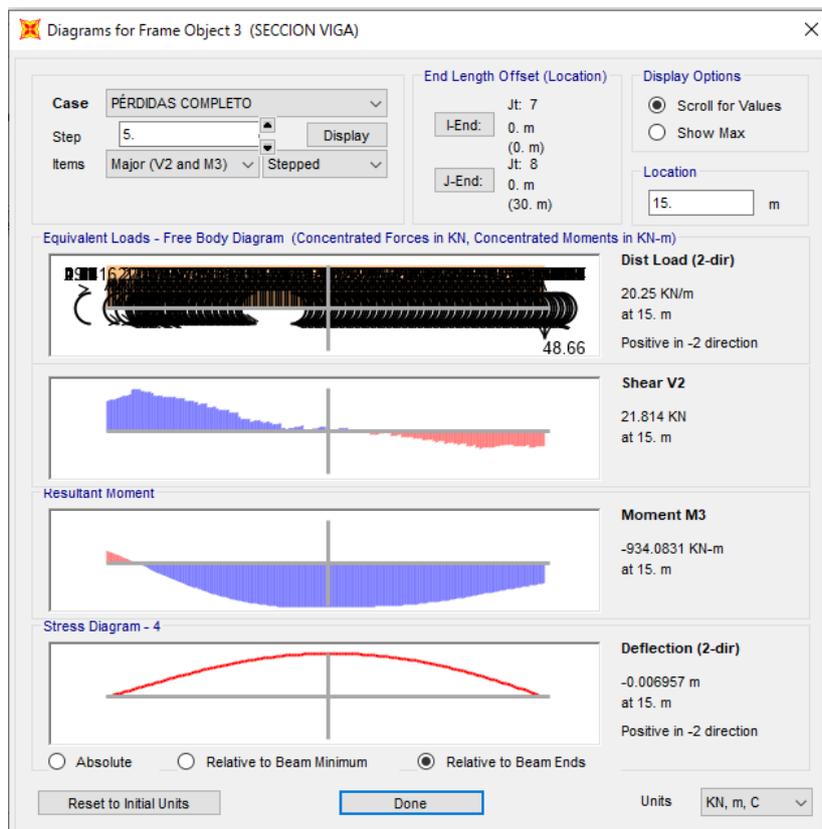


Figura. 42. Esfuerzos en la viga Etapa 3 tesado cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000)

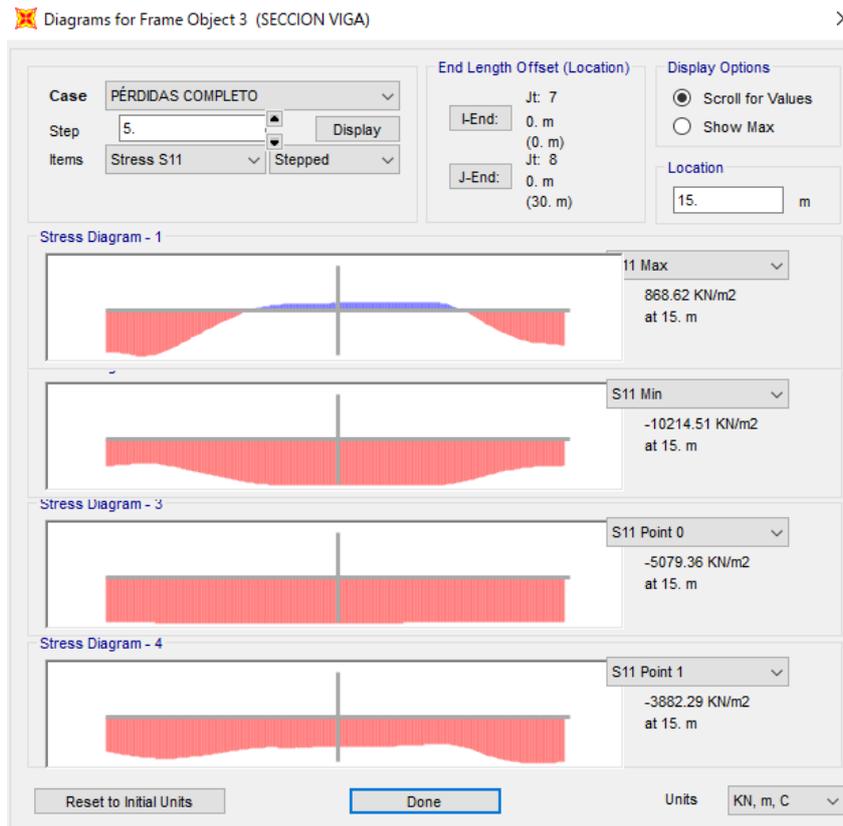


Figura. 43. Tensiones en la viga Etapa 3 tesado cable 2. (Fuente: Modelo SAP2000)

Tras analizar la etapa 3 en el cual se procede a destesar el cable 2 para posteriormente tesarlo a la fuerza de tesado obtenida en el proyecto se puede concluir que la representación del modelo es adecuada puesto que se produce un aumento de la contraflecha en la viga.

En la figura 43 se observa que las tensiones están dentro de los rangos admisibles y que en la que la tensión mínima en el hormigón en esta ocasión no super los 1 MPa de tensión por lo que el hormigón no llega a fisurarse y se puede continuar con el procedimiento de tesado de los cables.

d) ETAPA 4. Tesado del cable 3 a 1675 KN

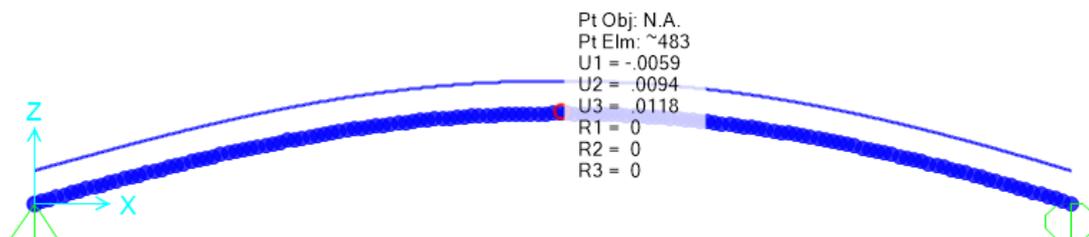


Figura. 44. Desplazamientos en la viga Etapa 4 tesado cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000)

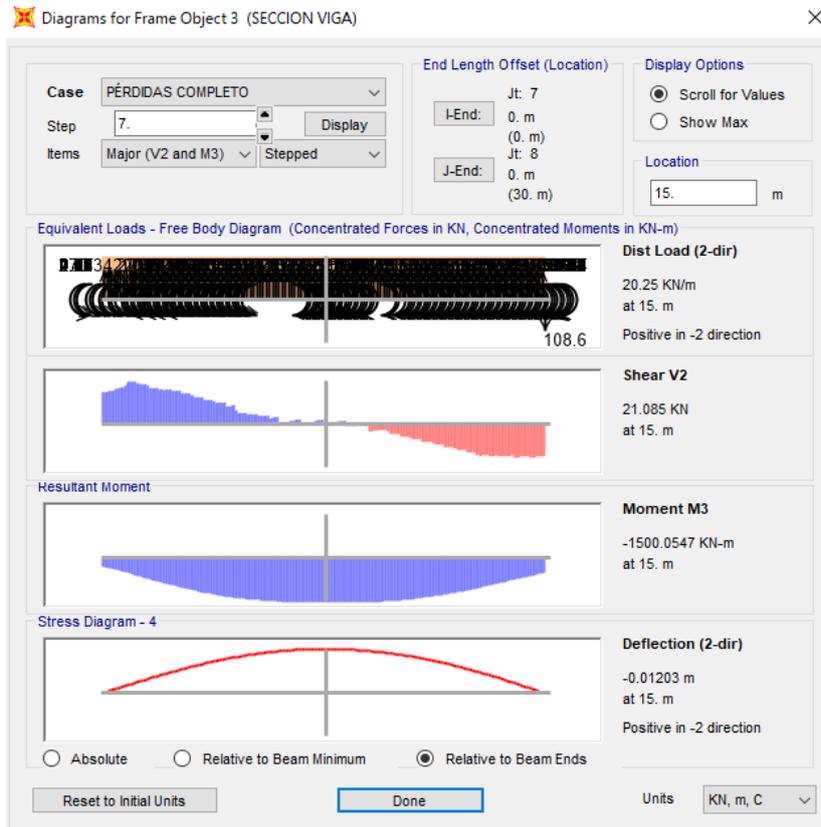


Figura. 45. Esfuerzos en la viga Etapa 4 tesado cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000)

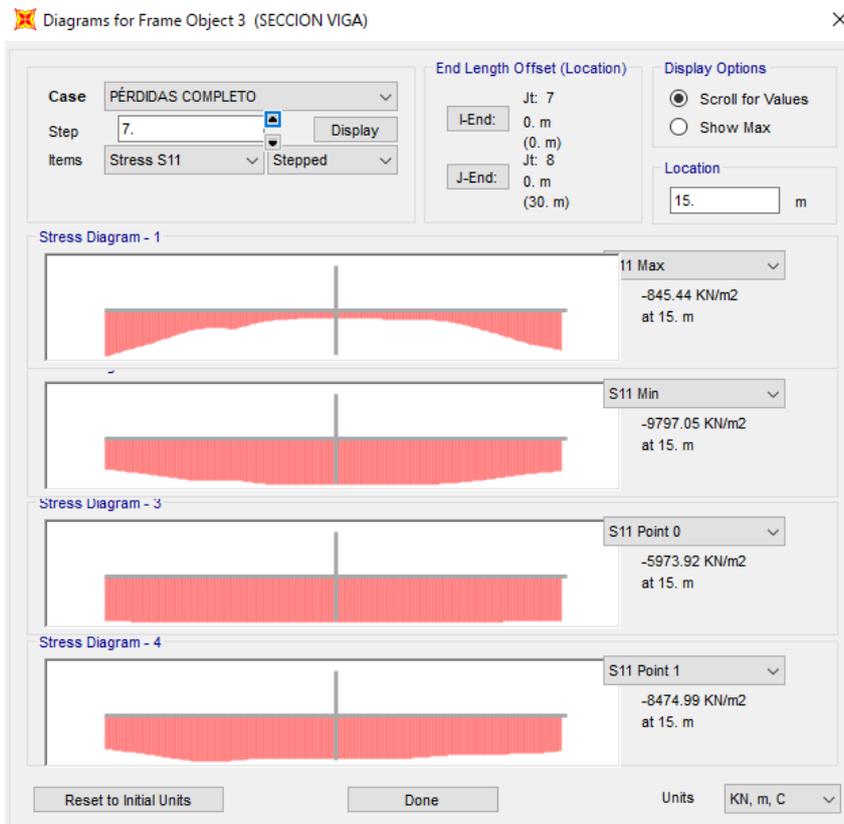


Figura. 46. Tensiones en la viga Etapa 4 tesado cable 3. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la Etapa 4 se sigue observando que la contraflecha que ayudará posteriormente a contrarrestar los efectos producidos por las cargas externas aumenta, lo cual es una evidencia de que el pretensado está cumpliendo su función.

En la figura 46 se observa como toda la estructura gracias a las fuerzas de pretensado que se han ido aplicando se encuentra en un estado de compresión total y la tensión máxima de 9 MPa a compresión queda lejos de la resistencia a compresión del hormigón para el cálculo para el pretensado que es de 21 MPa. (60% f_{ck})

e) ETAPA 5. Tesado del cable 4 a 1675 KN

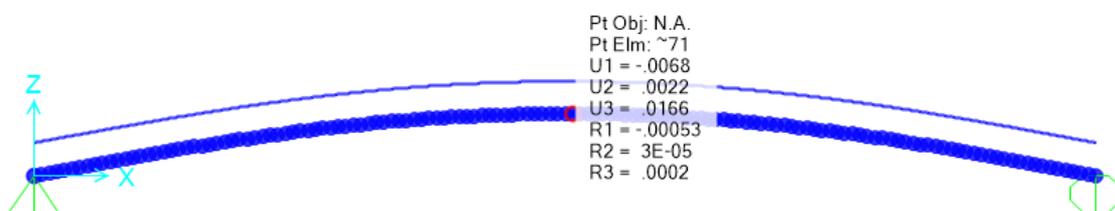


Figura. 47. Desplazamientos en la viga Etapa 5 tesado cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000)

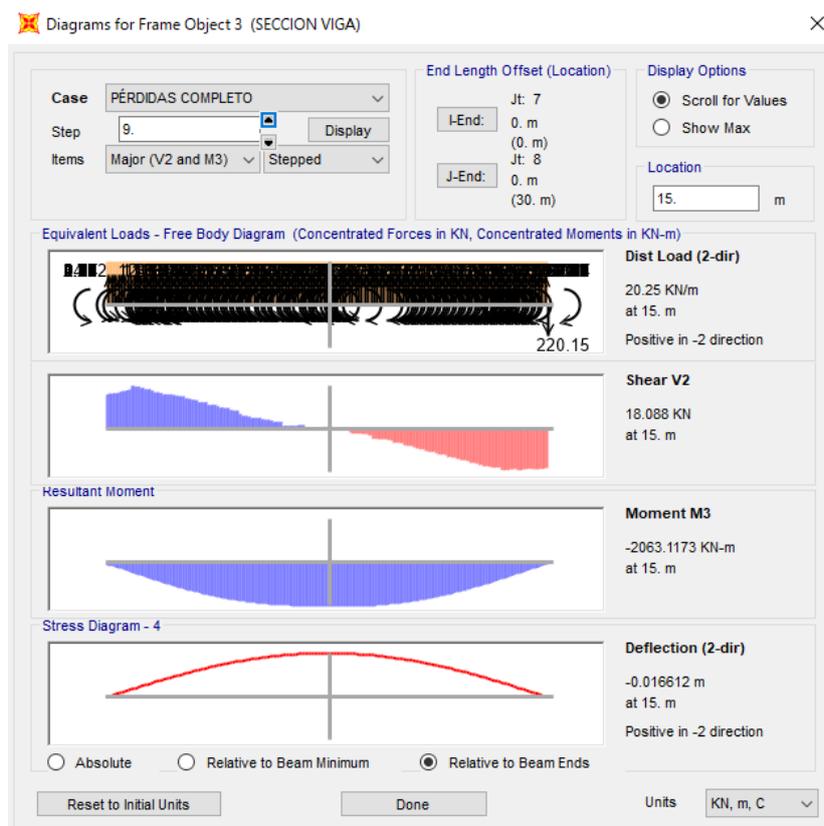


Figura. 48. Esfuerzos en la viga Etapa 5 tesado cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000)

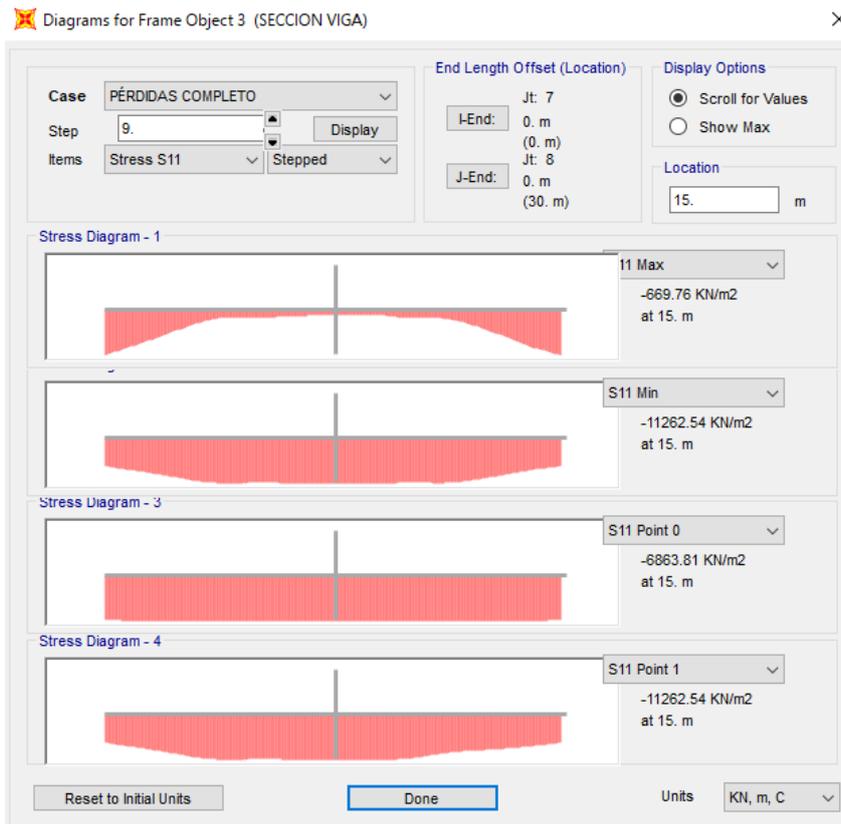


Figura. 49. Tensiones en la viga Etapa 5 tesado cable 4. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la etapa 5 se ejecuta la última de las operaciones de restesado, en esta última ocasión se realiza en el cable 4 el cual se encuentra tesado a 875 kN y se restesa a 1675 kN con esto se consigue un aumento de la contraflecha que en esta ocasión alcanza los 0.016 metros en el centro de luz de la viga.

Con este último retesado se obtiene un esta similar al de la viga puesta en servicio, únicamente faltaría la introducción del cable 5 en la viga y tesarlo a la una fuerza de 1675 kN. En cuanto a las tensiones en la viga se observa que se encuentra toda ella a compresión.

f) ETAPA 6. Tesado del cable 5 a 1675 KN

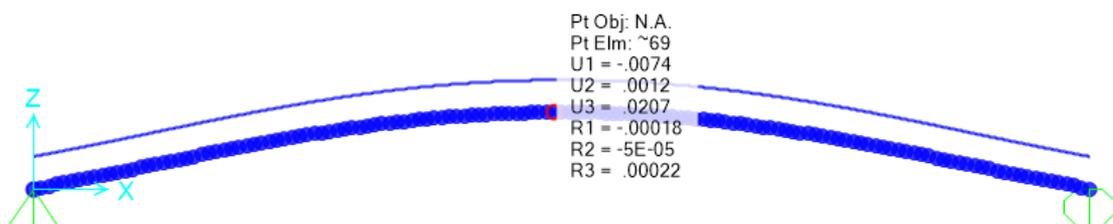


Figura. 50. Desplazamientos en la viga Etapa 6 tesado cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000)

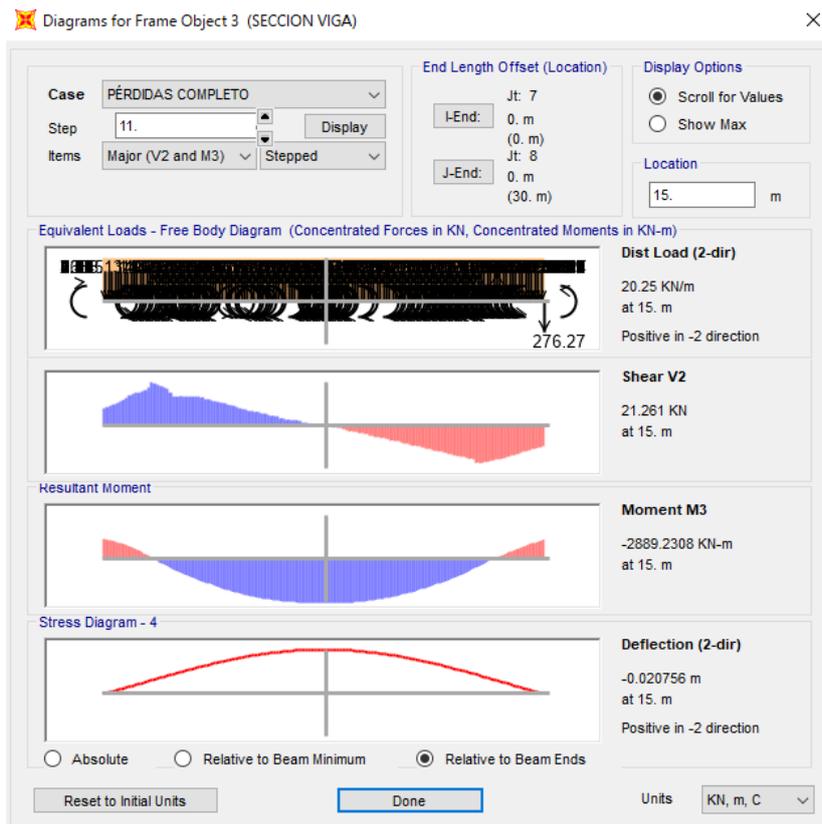


Figura. 51. Esfuerzos en la viga Etapa 6 tesado cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000)

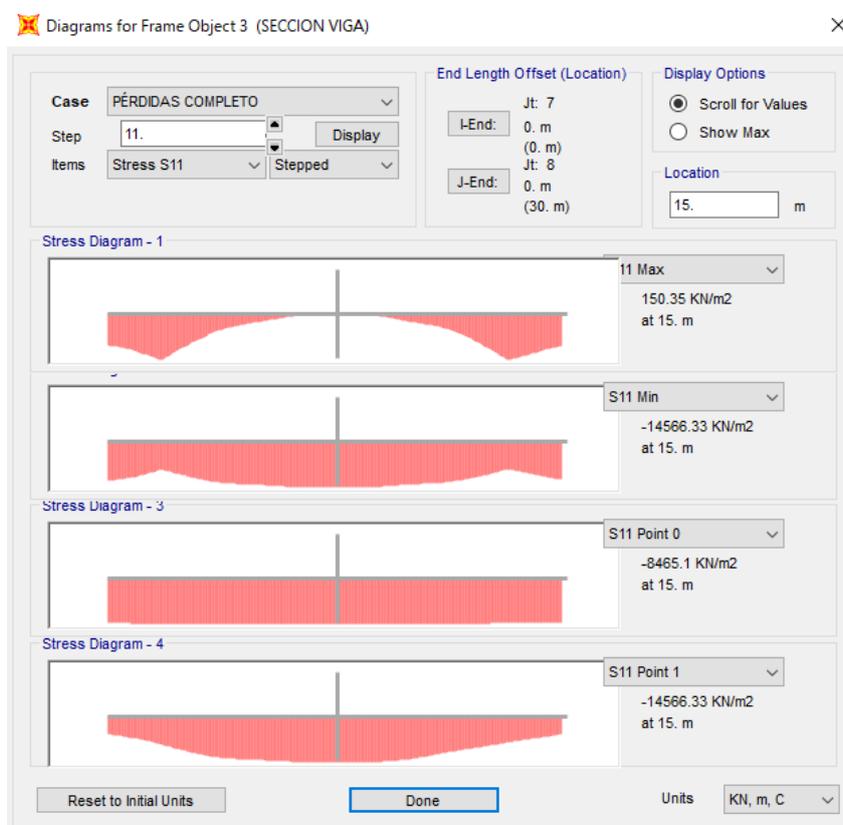


Figura. 52. Tensiones en la viga Etapa 6 tesado cable 5. (Fuente: Modelo SAP2000)

En esta Etapa 6 se completa el tesado del último cable por tesar, en esta ocasión el tesado del cable 5 provoca una contraflecha final de 0.02 metros que servirá para que a medida que se vayan introduciendo las cargas permanentes en la estructura se vayan compensando y alcanzar prácticamente un estado de no deformación en la viga.

Con esta última operación de tesado la viga se encuentra en las condiciones finales para proceder a introducir las distintas cargas que actuarán sobre ella y poder observar así el comportamiento de la viga durante el proceso constructivo del puente.

g) ETAPA 7. Aplicación de la carga de la losa

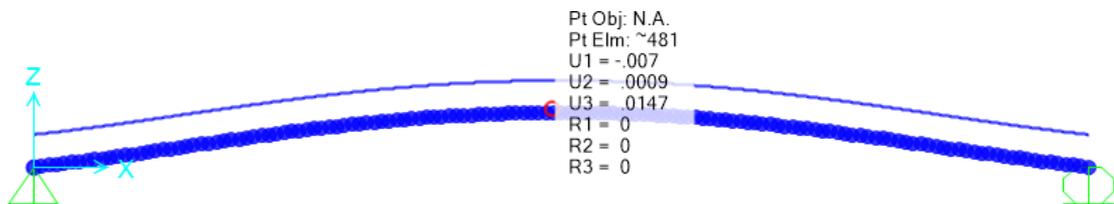


Figura. 53. Desplazamientos en la viga Etapa 7. Aplicación de la carga de losa. (Fuente: Modelo SAP2000)

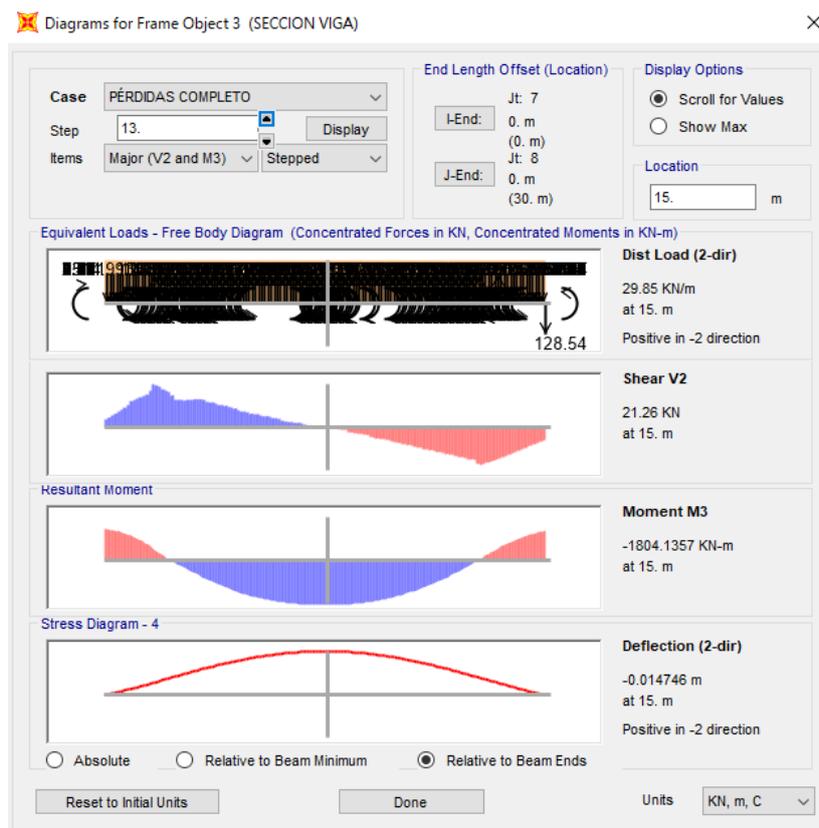


Figura. 54. Esfuerzos en la viga Etapa 7. Aplicación de la carga de losa. (Fuente: Modelo SAP2000)

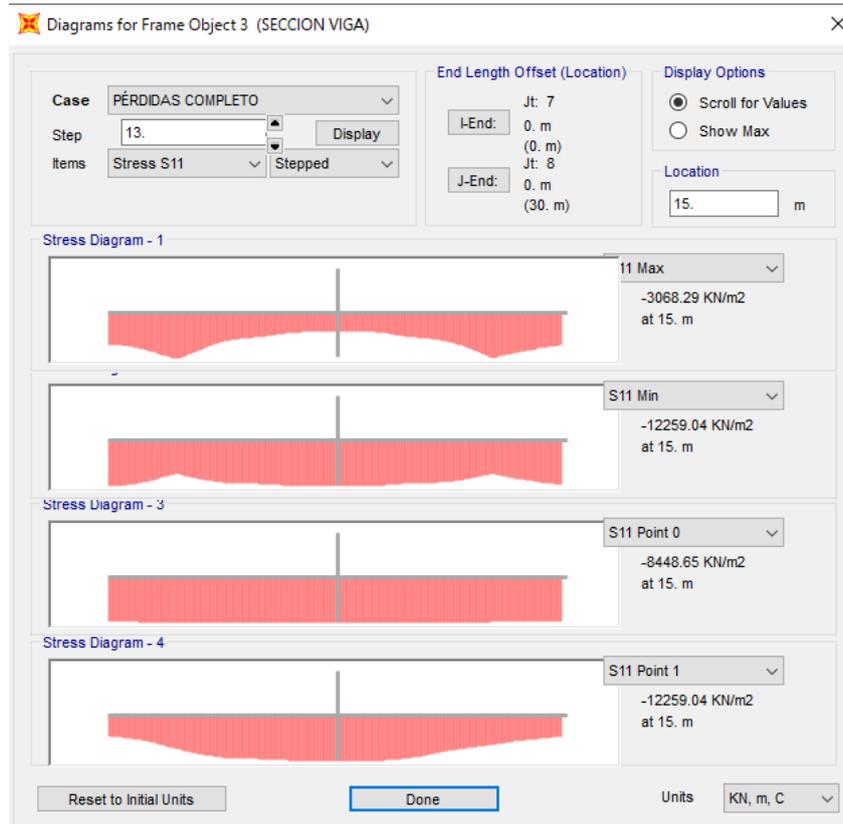


Figura. 55. Tensiones en la viga Etapa 7. Aplicación de la carga de losa. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la etapa 9 se procede a la ejecución de la losa, que una vez finalizada actuará como una carga permanente de 9,6 kN de carga lineal en la viga. Tras introducir el efecto de la losa en la viga se observa un descenso de la contraflecha en 6 milímetros, quedando la contraflecha en el puente en un total de 0,0147 metros.

En cuanto a las tensiones se observa que como era de esperar la tensión mínima a compresión aumente y que la tensión máxima a compresión disminuya, todo esto es provocado debido al efecto de la losa sobre la viga.

h) ETAPA 8. Aplicación de la carga del pavimento

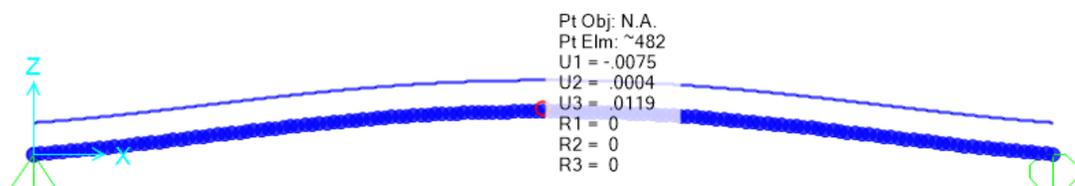


Figura. 56. Desplazamientos en la viga Etapa 8. Aplicación de la carga de pavimento. (Fuente: Modelo SAP2000)

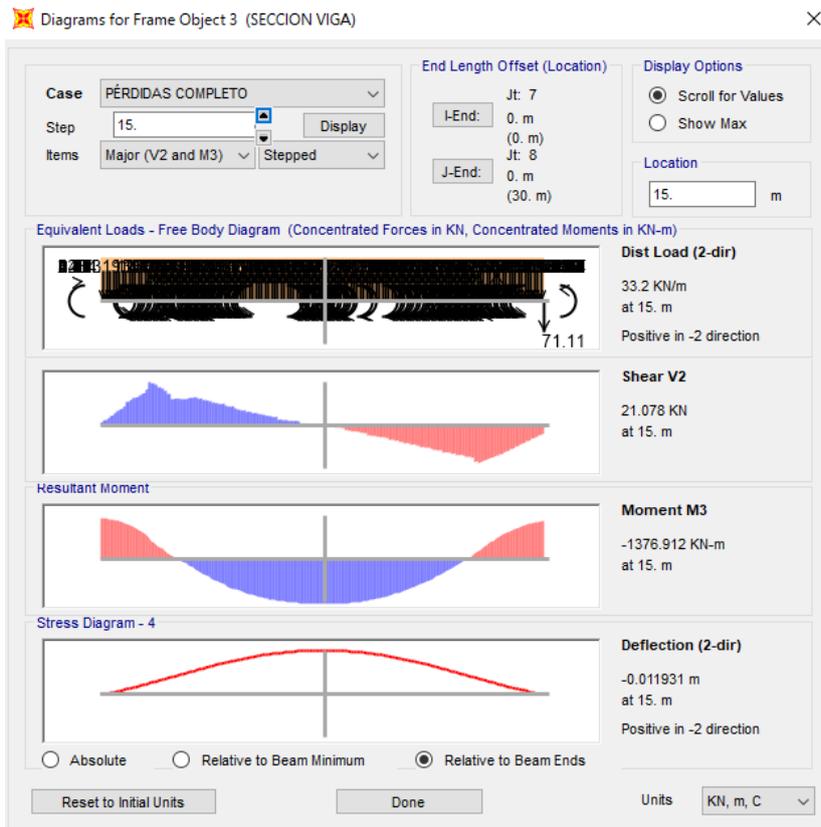


Figura. 57. Esfuerzos en la viga Etapa 8. Aplicación de la carga de pavimento. (Fuente: Modelo SAP2000)

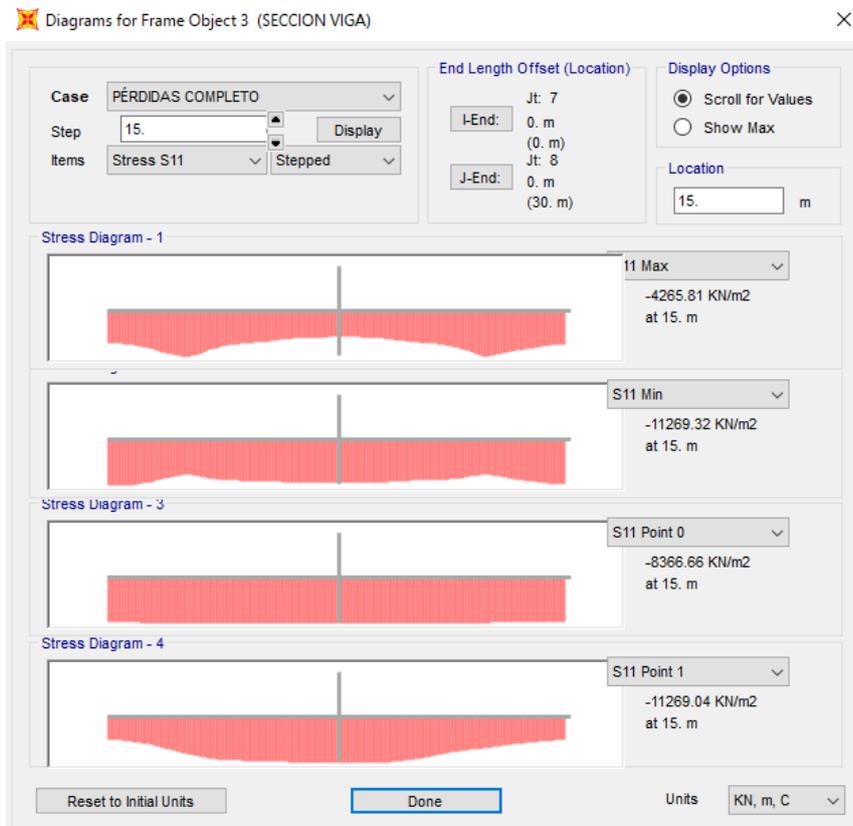


Figura. 58. Tensiones en la viga Etapa 8. Aplicación de la carga de pavimento. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la etapa 8 se coloca el pavimento que servirá de capa de rodadura lo que provoca en la viga un aumento de carga permanente de 3,36 kN.

En la figura 57 se puede observar cómo, se ha reducido nuevamente la contraflecha, en esta ocasión únicamente queda una contraflecha de 0.0119 metros.

Por otro lado, en la figura 58 se observa que hay una menor variación entre la tensión máxima y mínima en la viga.

i) ETAPA 9. Aplicación de la carga de la barrera

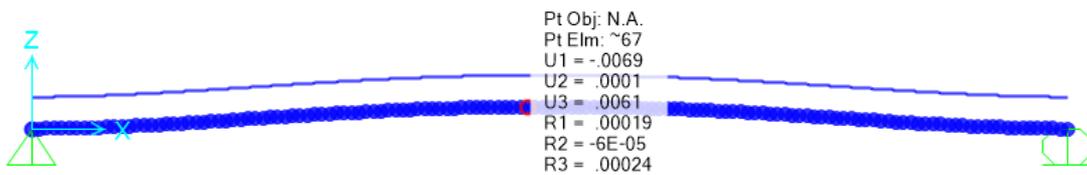


Figura. 59. Desplazamientos en la viga Etapa 9. Aplicación de la carga de la barrera. (Fuente: Modelo SAP2000)

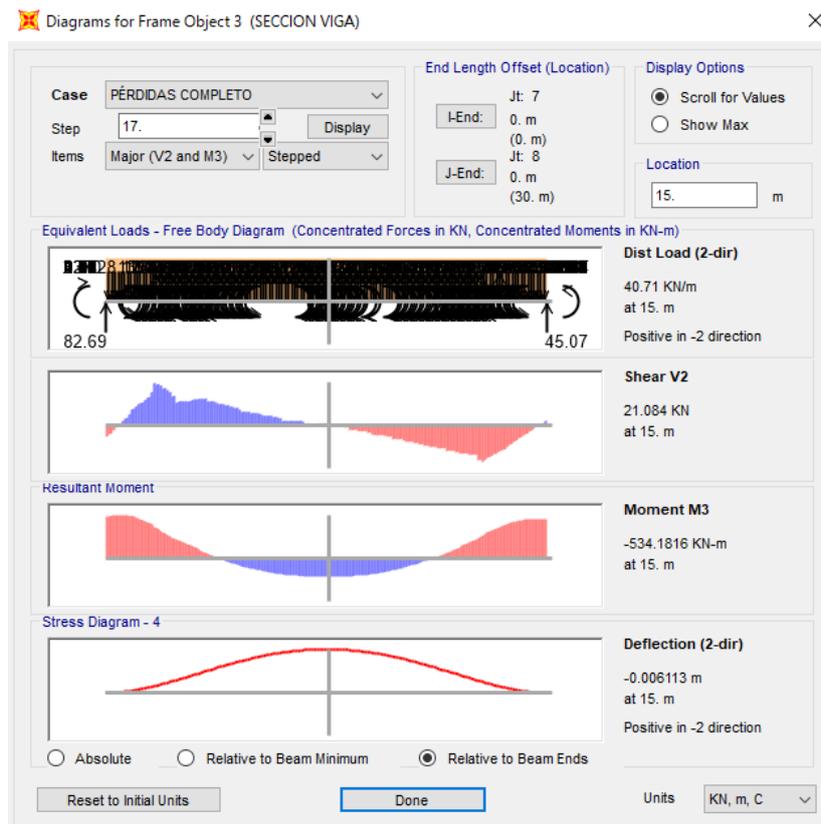


Figura. 60. Esfuerzos en la viga Etapa 9. Aplicación de la carga de la barrera. (Fuente: Modelo SAP2000)

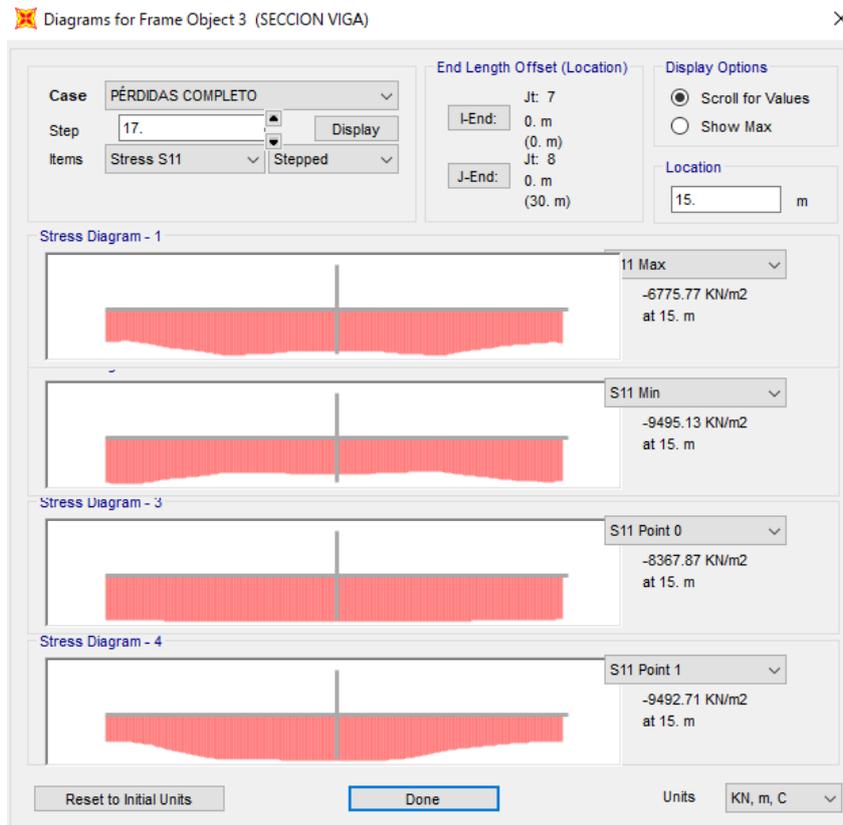


Figura. 61. Tensiones en la viga Etapa 9. Aplicación de la carga de la barrera. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la etapa 9 se aplica la última de las cargas permanentes que se van a aplicar en la estructura que es la de la barrera rígida en la calzada, que genera un aumento de la carga lineal en la viga de 7,5 kN.

Tras la introducción de esta carga se observa una contraflecha en el puente de únicamente 6 milímetros, lo que deja la estructura prácticamente en la cota exacta.

En la figura 61 se observan las tensiones en las que se puede observar que la curvatura en el elemento de hormigón es muy poca, lo cual hace indicar que se ha realizado una correcta compensación de los esfuerzos exteriores y del trazado del pretensado.

j) ETAPA 10. Aplicación de la sobrecarga de uso

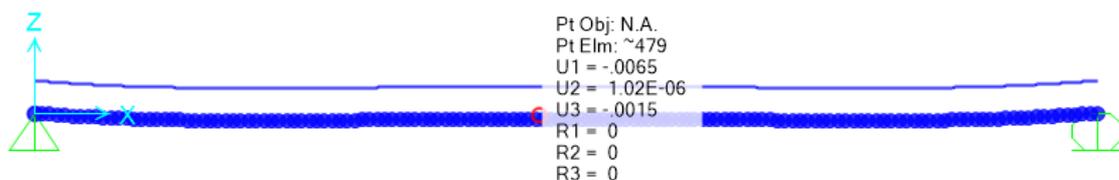


Figura. 62. Desplazamientos en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000)

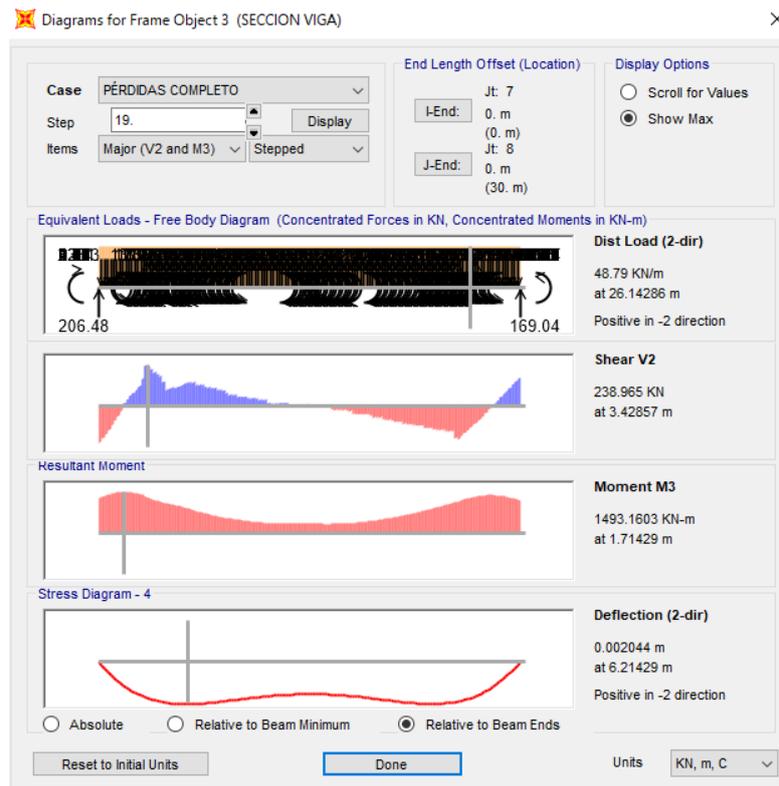


Figura. 63. Esfuerzos en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000)

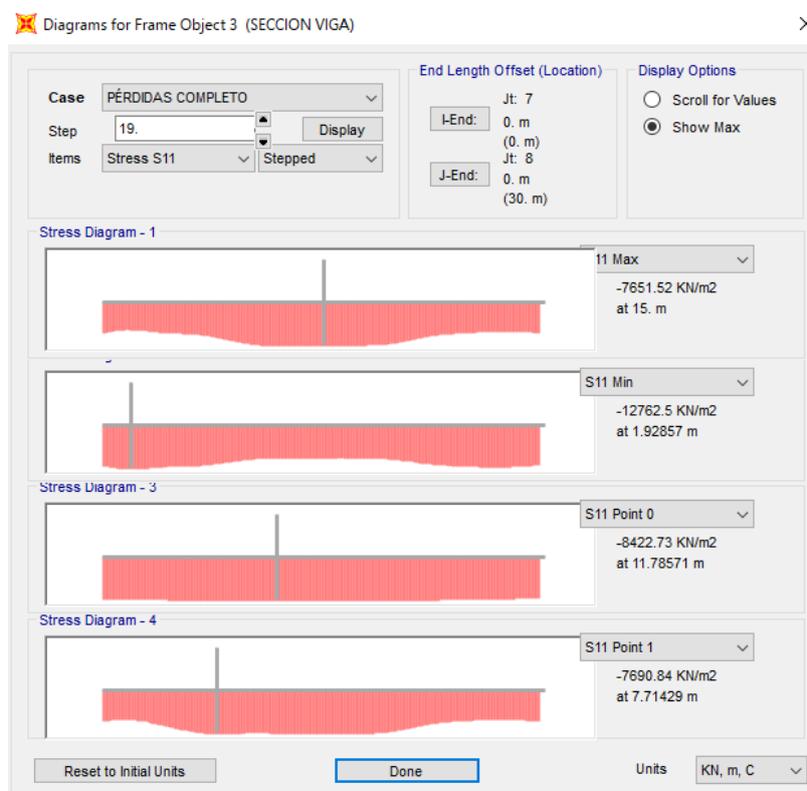


Figura. 64. Tensiones en la viga Etapa 10. Aplicación de la carga de la sobrecarga de uso. (Fuente: Modelo SAP2000)

En la etapa 10 se ubica el cálculo con la sobrecarga de uso que se ha previsto para la estructura, en ella se observa que la contraflecha ha desaparecido y se ha producido una flecha descendente en la estructura. Esta es únicamente de 0.002 lo cual es mínima.

En cuanto a las tensiones que genera la aplicación de la sobrecarga sobre la estructura se pueden observar en la figura 64 en las cuales se observa como la viga se encuentra completamente a compresión y por lo tanto se concluye que se trata de un buen diseño-

k) ETAPA 11. Estado del puente a la edad de 42 años (15530 días)

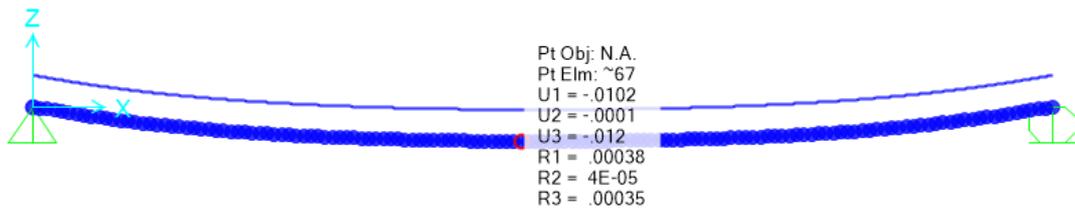


Figura. 65. Desplazamientos en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

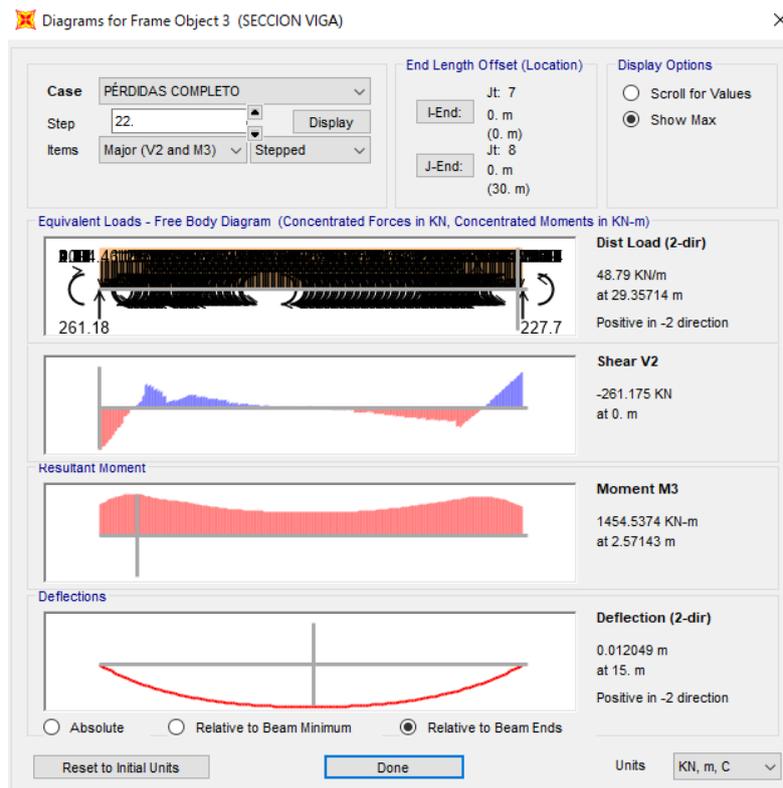


Figura. 66. Esfuerzos en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

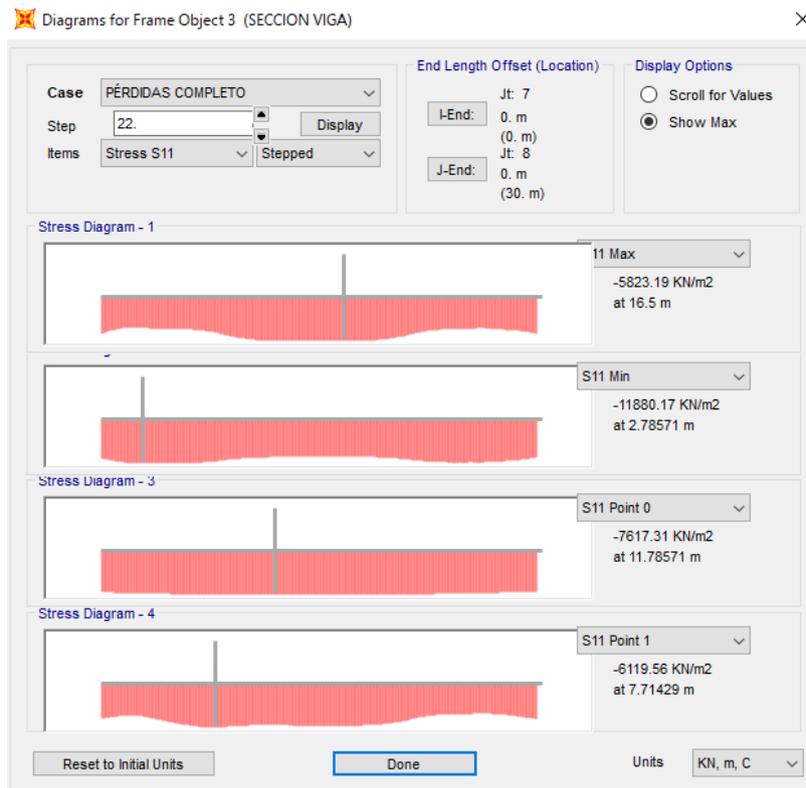


Figura. 67. Tensiones en la viga Etapa 11. Edad de 42 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

En esta Etapa, se ha querido mostrar cómo se encuentra la estructura ejecutada en la actualidad. Este puente en concreto construido en el año 1980 en la actualidad tendría una edad de 42 años, lo que equivale a un total de 15530 días. En ella se observa como la flecha generada en el puente es únicamente de 1.2 centímetros, lo cual lo convierte en un valor relativamente bajo para este tipo de estructuras.

En la figura 67 se puede observar las tensiones que muestran un estado en la viga de compresión total, lo cual es muy importante ya que esto favorece que el ataque por agente externos que puedan comprometer el acero de pretensado tendrá un mayor impedimento y por lo tanto el deterioro de los cables será menor.

1) ETAPA 12. Estado del puente a la edad de 100 años (36500 días)

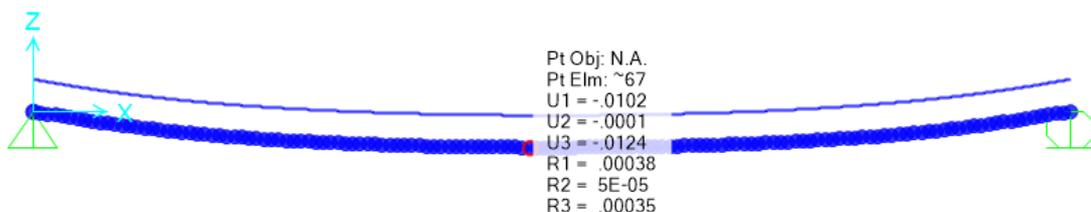


Figura. 68. Desplazamientos en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

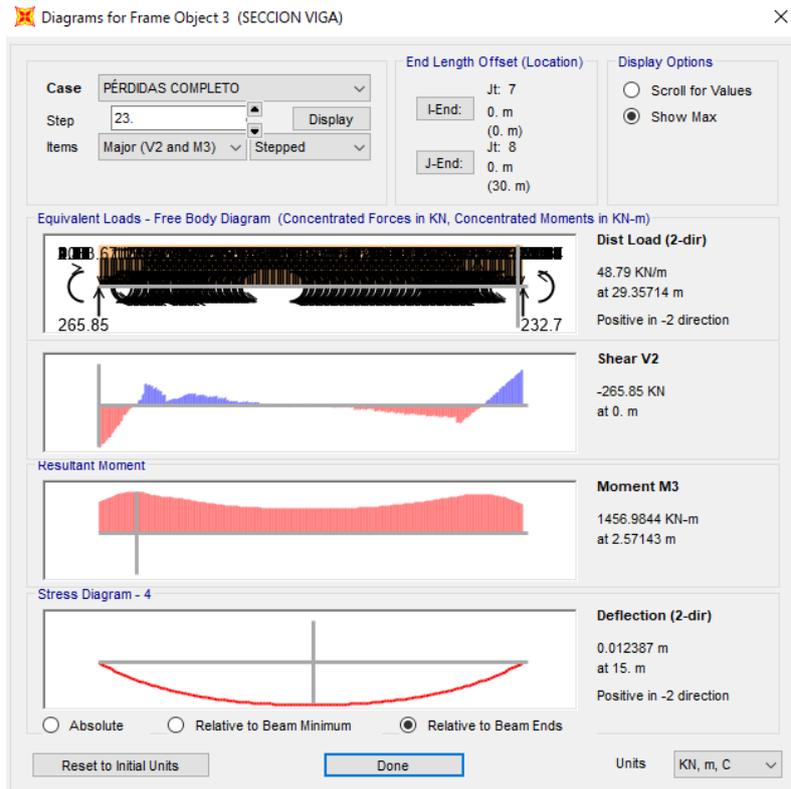


Figura. 69. Esfuerzos en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

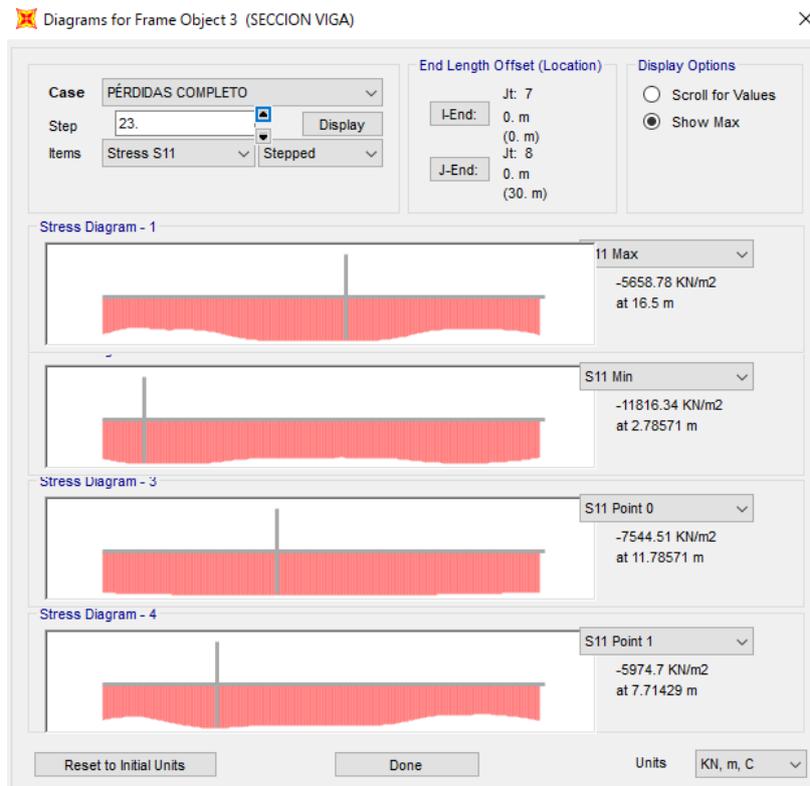


Figura. 70. Tensiones en la viga Etapa 12. Edad de 100 años. (Fuente: Modelo SAP2000)

En esta última fase, se muestra el estado tensional de la viga cuando la estructura alcance la totalidad de su vida útil, que en esta ocasión al tratarse de un puente es de 100 años. En

la figura 68 se observa como el desplazamiento que se ha producido en el centro luz es de 0.012 metros en sentido descendente, que, comparando con los valores admisibles para este tipo de estructuras, cumple holgadamente, tal y como se recoge a continuación en el artículo:

$$\frac{L}{1200} = \frac{30}{1200} = 0.025 \text{ metros}$$

Por lo tanto, se verifica la siguiente verificación:

$$0.012 < L_{min} = 0.025 \text{ metros}$$

Por lo tanto, con el modelo realizado a partir de los datos del proyecto se puede considerar que el puente sería apto para toda la vida útil.

5. Conclusiones

En el presente anejo se ha descrito el procedimiento de elaboración del modelo en el programa SAP2000, tal y como se ha podido comprobar este programa se trata de una herramienta muy potente que permite modelar una gran cantidad de elementos para poder ser analizados mediante Modelo de Elementos Finitos (MEF).

Para verificar que el modelo es adecuado, durante el transcurso de este se han ido pudiendo realizar comprobaciones con la finalidad de poder verificar el modelo y con ello el comportamiento de la estructura durante las distintas fases de la ejecución de este.

En este anejo se ha podido comprobar la estabilidad de la estructura en cada una de las distintas fases tanto de construcción como de estado de servicio, tras realizar el análisis por etapas se ha podido concluir que la viga se encuentra toda ella en compresión en cada una de las distintas etapas.

En el transcurso del análisis se ha podido comprobar cómo se van generando las deformaciones durante el tesado de los cables que posteriormente ayudarán a contrarrestar los efectos de las cargas externas aplicadas, quedando prácticamente nula tras la aplicación de todas las cargas permanentes en la estructura.

En cuanto al estado actual en el que se encuentra la viga a la edad de 42 años que sería como se encuentra en la actualidad, se concluye que el resultado generado por el modelo

es positivo y la flecha diferida cumple con los requisitos mínimos recogidos en la IAP-11 que es la normativa más reciente en puentes que se dispone para este tipo de estructura, de tráfico rodado y peatonal.

Por último, se ha querido realizar un cálculo aproximado de cómo se encontraría la estructura en el momento que se ha cumplido la vida útil de la estructura, es decir a los 100 años. Para esta edad se ha podido comprobar que efectivamente se cumple la flecha máxima permitida, así como el estado tensional de la viga.

6. Referencias

Manual SAP2000 v23. (2022) “Integrated Software for structural Analysis & Design. (Software Integrado para el Análisis y Diseño Estructural).

Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-2 Eurocódigo 2 (2013). Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas.

Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 (2013). Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.

Ministerio de Fomento (2012). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11). https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0820303.pdf.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

ANEJO VII: Comparativa de resultados.

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Índice

1. Objeto	5
2. Comparación de resultados por normativa.....	5
2.1. Cable 1	5
a) EP77.....	5
b) EC2	6
c) AASHTO	6
d) Comparación de resultados	6
2.2. Cable 2	8
a) EP77.....	8
b) EC2	8
c) AASHTO	9
d) Comparación de resultados	9
2.3. Cable 3	10
a) EP77.....	10
b) EC2	11
c) AASHTO	11
d) Comparación de resultados	11
2.4. Cable 4	13
a) EP77.....	13
b) EC2	13
c) AASHTO	14
d) Comparación de resultados	14
2.5. Cable 5	15
a) EP77.....	15
b) EC2	16
c) AASHTO	16
d) Comparación de resultados	16
3. Comparación de EC2 y MEF	19
4. Conclusiones.....	20
5. Futuras líneas de investigación.....	21
6. Referencias	22

Índice de gráficos

Gráfico. 1 Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 1 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	7
Gráfico. 2. Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 2 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	10
Gráfico. 3. Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 3 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	12
Gráfico. 4. Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 4 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	15
Gráfico. 5. Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 5 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).....	17
Gráfico. 6. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) para cada una de las normativas tras pérdidas instantáneas. (Fuente: Elaboración propia).....	18
Gráfico. 7. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) para cada una de las normativas tras calcular pérdidas diferidas. (Fuente: Elaboración propia).....	19

Índice de tablas

Tabla. 1. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	5
Tabla. 2. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	6
Tabla. 3. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	6
Tabla. 4. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 1 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia).....	6
Tabla. 5. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 1 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia).....	7
Tabla. 6. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	8
Tabla. 7. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	8
Tabla. 8. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	9
Tabla. 9. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 2 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia).....	9
Tabla. 10. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 2 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia).....	9
Tabla. 11. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	11
Tabla. 12. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	11
Tabla. 13. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	11
Tabla. 14. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 3 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia).....	12
Tabla. 15. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 3 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia).....	12
Tabla. 16. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	13
Tabla. 17. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	13

Tabla. 18. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	14
Tabla. 19. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 4 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)	14
Tabla. 20. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 4 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)	14
Tabla. 21. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia).....	16
Tabla. 22. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia).....	16
Tabla. 23. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia).....	16
Tabla. 24. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 5 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)	17
Tabla. 25. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 5 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)	17

1. Objeto

En el presente anejo se pretende realizar una valoración de las pérdidas que se han producido en cada cable mediante las distintas normativas (EP77, EC2, ASSHTO), comparando las pérdidas medias en cada cable y también las máximas que se producen entre las distintas normativas.

Por último, se pretende realizar una comparación de los resultados obtenidos mediante el cálculo manual y el cálculo mediante MEF, observando las diferencias que se producen y valorando este aspecto.

2. Comparación de resultados por normativa

En este apartado se va a realizar una comparación de los resultados siguiendo la siguiente metodología, inicialmente se presentan los cálculos de pérdidas obtenidos por normativa y finalmente se presenta una tabla comparativa representando los valores de cada una de ellas y sus pérdidas medias y máximas en el cable.

2.1. Cable 1

a) EP77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	95	51	27	34	40	46	52	58	64	67
Pacort	253	253	253	253	253	253	253	253	253	253
Pinst	348	304	281	287	293	299	305	311	317	320
Pε	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
Pφ	90	100	112	119	121	121	117	109	97	91
Pp	34	35	36	35	35	34	34	35	35	36
Pdif	158	169	181	188	189	190	186	178	167	161
Ptot	1169	1202	1213	1200	1193	1186	1184	1186	1191	1194

Tabla. 1. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	117	73	29	30	37	43	49	55	61	64
Pacort	283	283	283	283	283	283	283	283	283	283
Pinst	1275	1319	1363	1361	1355	1349	1343	1337	1331	1328
Pε	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
Pφ	62	67	70	71	70	70	67	62	56	54
Pp	34	36	36	36	36	36	36	35	35	35
Pdif	173	178	181	182	181	181	178	173	167	165
Ptot	1102	1141	1182	1179	1174	1168	1165	1164	1163	1163

Tabla. 2. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASHTO

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	117	73	29	30	37	43	49	55	61	64
Pacort	327	327	327	327	327	327	327	327	327	327
Pinst	1231	1275	1319	1317	1311	1305	1299	1293	1287	1284
Pε	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
Pφ	82	84	88	90	90	91	91	89	85	83
Pp	42	42	41	41	41	41	41	41	42	42
Pdif	213	215	218	220	220	221	221	220	216	214
Ptot	1018	1060	1101	1097	1091	1084	1078	1073	1071	1070

Tabla. 3. Pérdida de pretensado total para el cable 1 en kN, según AASHTO. (Fuente: Elaboración Propia)

d) Comparación de resultados

En la siguiente tabla puede observarse las pérdidas medias que se producen a lo largo del cable, comentadas cada una de las distintas normativas y representada en porcentajes de pérdidas las que se produce en cada una de ellas.

	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	53	1622	3%	53	1622	3%	53	1622	3%
Pacort	253	1369	18%	283	1338	20%	327	1295	23%
Pinst	306	1369	18%	337	1338	20%	380	1295	23%
Pε	34	1335	20%	81	1257	25%	89	1206	28%
Pφ	110	1225	27%	66	1191	29%	88	1118	33%
Pp	35	1190	29%	36	1156	31%	41	1076	36%
Pdif	179	1190	29%	177	1156	31%	218	1076	36%

Tabla. 4. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 1 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	117	1558	7%	117	1558	7%	117	1558	7%
Pacort	253	1305	22%	283	1275	24%	327	1231	26%
Pinst	370	1305	22%	400	1275	24%	444	1231	26%
Pϵ	34	1271	24%	81	1194	29%	89	1142	32%
Pϕ	90	1181	29%	62	1132	32%	82	1061	37%
Pp	34	1147	32%	34	1097	34%	42	1018	39%
Pdif	158	1147	32%	173	1097	34%	213	1018	39%

Tabla. 5. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 1 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

En la figura 1 se muestran representadas las distintas pérdidas por colores, representadas las instantáneas y las diferidas en función de cada normativa.

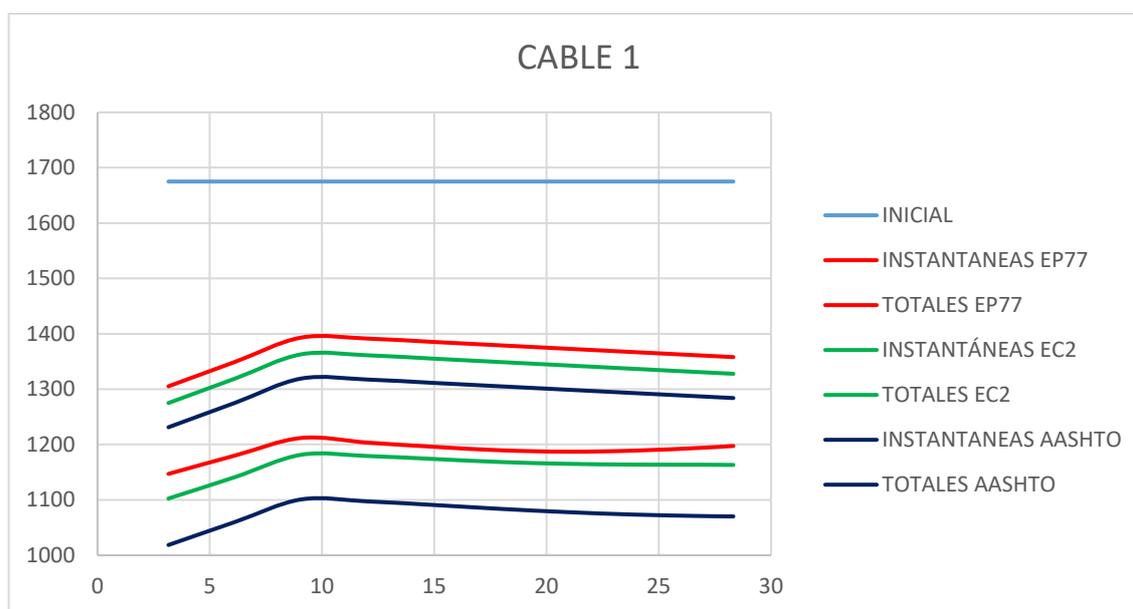


Gráfico. 1 Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 1 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).

Tal y como puede observarse en la figura anterior, se observa como las normativas EP77 y EC2 al tener una metodología similar son parecidas, siendo la EC2 que sigue la misma metodología que el actual Código Estructural un poco más conservador.

En cuanto a las pérdidas instantáneas se puede observar como la EP77 es la que menos pérdidas de pretensado predice y por tanto es la menos conservadora obteniendo un promedio de pérdidas de 18%, siendo la máxima en la viga del 22%, mientras que el EC2 acumula unas pérdidas instantáneas medias del 20% y una máxima de 24%, por último, las pérdidas calculadas mediante la formulación de la AASTHO son del 23% y la máxima

de 26%. Se observa que tal y como se ha comentado con anterioridad las pérdidas por penetración de cuñas y las pérdidas por rozamiento se ha calculado con la misma metodología y parámetros que han sido aportadas por el proyecto, por lo tanto, la diferencia radica en las pérdidas por acortamiento elástico.

En cuanto a las pérdidas por efectos diferidos en el hormigón se observa que la EP77 y el EC2 presentan unos valores totales de pérdidas diferidas muy similares, sin embargo, se observa como las pérdidas por retracción en el EC2 son mucho mayores, mientras que en la EP77 es la fluencia la que gana un mayor protagonismo. Esto se basa principalmente en la formulación de estas pérdidas, puesto que el EC2 para obtener las pérdidas totales tiene en cuenta la interacción entre la retracción, fluencia y relajación, mientras que el EP77.

2.2. Cable 2

a) EP77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	92	55	26	32	38	45	51	57	63	66
Pacort	196	196	196	196	196	196	196	196	196	196
Pinst	1388	1425	1453	1447	1441	1435	1429	1423	1417	1414
Pε	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
Pφ	90	97	109	118	121	121	116	105	94	91
Pp	37	37	38	37	37	37	37	38	38	38
Pdif	161	169	181	189	192	192	187	177	167	164
Ptot	1226	1256	1273	1258	1249	1243	1242	1246	1250	1250

Tabla. 6. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	92	55	26	32	38	45	51	57	63	66
Pacort	212	212	212	212	212	212	212	212	212	212
Pinst	1371	1408	1437	1431	1424	1418	1412	1406	1400	1397
Pε	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
Pφ	61	64	68	70	70	70	68	64	61	60
Pp	36	37	38	38	38	38	38	37	37	37
Pdif	173	176	181	184	183	183	181	177	174	173
Ptot	1198	1232	1256	1247	1241	1235	1231	1229	1226	1224

Tabla. 7. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASHTO

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	92	55	26	32	38	45	51	57	63	66
Pacort	245	245	245	245	245	245	245	245	245	245
Pinst	1338	1375	1404	1398	1391	1385	1379	1373	1367	1364
Pε	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
Pφ	84	92	106	116	120	120	114	102	90	86
Pp	42	41	40	38	38	38	39	40	41	42
Pdif	215	222	234	244	247	247	241	231	220	216
Ptot	1123	1153	1170	1154	1145	1139	1138	1142	1147	1148

Tabla. 8. Pérdida de pretensado total para el cable 2 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

d) Comparación de resultados

En la siguiente tabla puede observarse las pérdidas medias que se producen a lo largo del cable, comentadas cada una de las distintas normativas y representada en porcentajes de perdidas las que se produce en cada una de ellas.

	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	50	1625	3%	50	1625	3%	50	1625	3%
Pacort	196	1429	15%	212	1413	16%	245	1380	18%
Pinst	246	1429	15%	262	1413	16%	295	1380	18%
Pε	34	1395	17%	81	1332	20%	89	1291	23%
Pφ	108	1287	23%	66	1266	24%	105	1186	29%
Pp	37	1250	25%	37	1228	27%	40	1146	32%
Pdif	179	1250	25%	179	1228	27%	233	1146	32%

Tabla. 9. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 2 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	92	1583	5%	92	1583	5%	92	1583	5%
Pacort	196	1388	17%	212	1371	18%	245	1338	20%
Pinst	287	1388	17%	304	1371	18%	337	1338	20%
Pε	34	1353	19%	81	1290	23%	89	1249	25%
Pφ	90	1263	25%	61	1229	27%	84	1164	30%
Pp	37	1226	27%	36	1193	29%	42	1123	33%
Pdif	192	1226	27%	173	1193	29%	215	1123	33%

Tabla. 10. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 2 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

A continuación, se muestran en la figura 2, la gráfica correspondiente a la comparación de los distintos códigos empleados para el cálculo, dando como resultado:

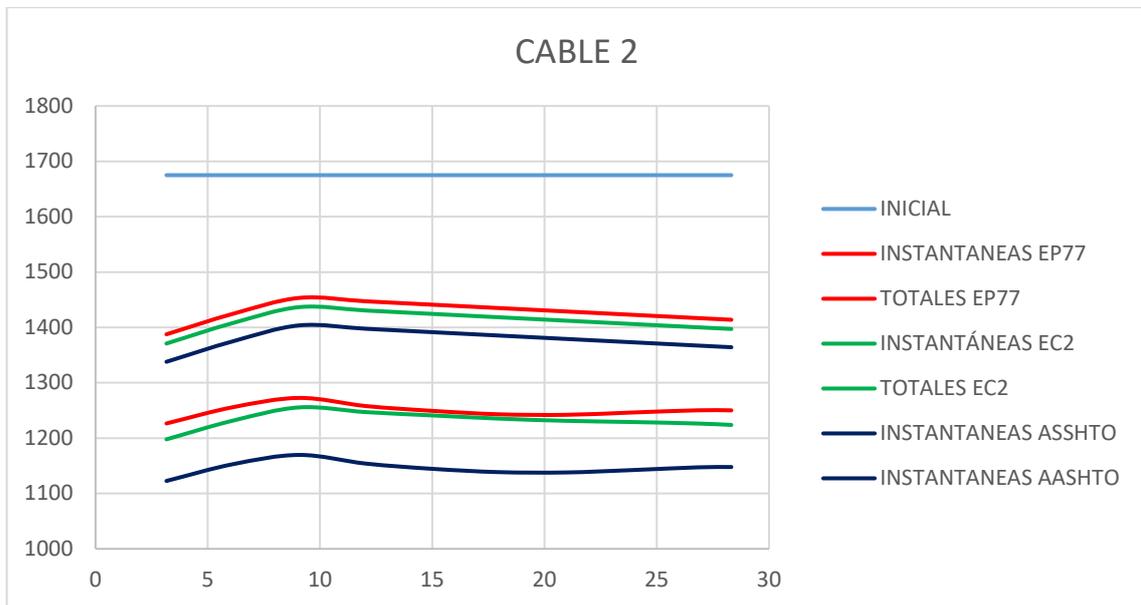


Gráfico. 2. Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 2 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).

La figura previa muestra que las normativas EP77 y EC2 tienen una metodología similar, siendo la EC2 más conservadora que la EP77. En términos de pérdidas instantáneas, la EP77 es la menos conservadora, con una media de pérdidas del 15% y una máxima del 17%, mientras que el EC2 y la formulación de la AASTHO tienen pérdidas medias del 16% y 18%, respectivamente, con máximas del 18% y 20%. La diferencia radica en las pérdidas por acortamiento elástico. En cuanto a las pérdidas diferidas en el hormigón, la EP77 y el EC2 tienen valores totales similares, pero el EC2 (20%) tiene pérdidas por retracción mayores con respecto a la EP77 (17%), mientras que la normativa AASTHO (23%) presenta aún más pérdidas que las que se producen a partir del cálculo con la normativa EC2.

2.3. Cable 3

a) EP77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	57	51	45	39	33	27	54	93	133	152
Pacort	128	128	128	128	128	128	128	128	128	128
Pinst	1490	1496	1502	1508	1514	1520	1494	1454	1414	1395
Pε	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34

Pϕ	89	103	114	119	121	121	116	106	95	91
Pρ	41	40	40	39	39	40	40	39	39	38
Pdif	164	177	187	193	194	195	190	180	168	163
Ptot	1326	1319	1315	1315	1320	1326	1303	1274	1246	1231

Tabla. 11. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	57	51	45	39	33	27	54	93	133	152
Pacort	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
Pinst	1478	1484	1490	1496	1502	1508	1481	1442	1402	1383
Pϵ	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
Pϕ	60	69	72	71	70	70	69	65	61	60
Pρ	39	39	39	40	40	40	40	39	38	37
Pdif	175	184	186	186	185	185	183	179	175	173
Ptot	1371	1368	1371	1378	1385	1391	1366	1331	1295	1277

Tabla. 12. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASHTO

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	57	51	45	39	33	27	54	93	133	152
Pacort	163	163	163	163	163	163	163	163	163	163
Pinst	1455	1461	1467	1473	1479	1485	1458	1419	1379	1359
Pϵ	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
Pϕ	88	103	113	118	120	120	114	104	92	87
Pρ	41	40	39	38	38	38	39	40	41	42
Pdif	219	232	241	246	247	247	242	233	222	217
Ptot	1236	1229	1226	1228	1232	1239	1216	1186	1157	1142

Tabla. 13. Pérdida de pretensado total para el cable 3 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

d) Comparación de resultados

En la siguiente tabla puede observarse las pérdidas medias que se producen a lo largo del cable, comentadas cada una de las distintas normativas y representada en porcentajes de pérdidas las que se produce en cada una de ellas.

	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	62	1613	4%	62	1613	4%	62	1613	4%
Pacort	128	1485	11%	140	1473	12%	163	1450	13%
Pinst	190	1485	11%	202	1473	12%	225	1450	13%
Pϵ	34	1451	13%	81	1392	17%	89	1361	19%

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente de carretera tipo construido en la década de 1990.

Pϕ	109	1342	20%	68	1325	21%	108	1253	25%
Pρ	40	1302	22%	39	1285	23%	39	1214	28%
Pdif	183	1302	22%	182	1285	23%	236	1214	28%

Tabla. 14. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 3 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	152	1523	9%	152	1523	9%	152	1523	9%
Pacort	128	1395	17%	140	1383	17%	163	1359	19%
Pinst	280	1395	17%	292	1383	17%	316	1359	19%
Pϵ	34	1360	19%	81	1302	22%	89	1271	24%
Pϕ	91	1269	24%	60	1242	26%	87	1184	29%
Pρ	38	1231	27%	37	1204	28%	42	1142	32%
Pdif	163	1231	27%	173	1204	28%	217	1142	32%

Tabla. 15. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 3 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

A continuación, se muestra una gráfica comparativa de las pérdidas que se dan en el cable 3 y como van variando tras recorrer la longitud de la viga.

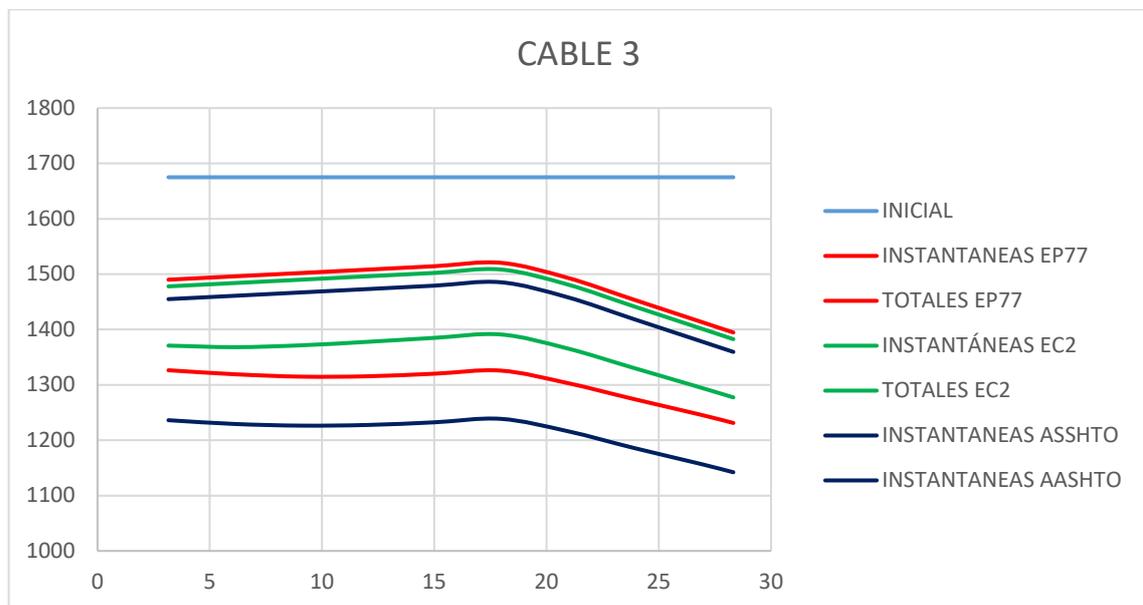


Gráfico. 3. Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 3 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).

En esta ocasión se puede apreciar como al igual que sucede en los anteriores cables, la normativa más conservadora es la AASHTO puesto que predice unas pérdidas mayores tanto en pérdidas instantáneas como en pérdidas diferidas, siendo las pérdidas instantáneas medias de 13% respecto a la inicial y la pérdida máxima de 19%, esto con respecto a las pérdidas calculas por la EP77 supone un aumento de perdidas de un 2%

respecto a las pérdidas instantáneas medias y un 2% respecto a las pérdidas máximas, en cuanto a las pérdidas en el EC2, muestra una pérdidas similares a las que se producen en la EP77.

Por otro lado, con respecto a las pérdidas diferidas, se observa una mayor cantidad de variación con respecto a las pérdidas, la normativa EP77 predice unas pérdidas medias con respecto a la fuerza de pretensado inicial de un 22% mientras que en la zona más desfavorable supone un 27%, la normativa EC2 presenta unos valores muy similares a los ya obtenidos en la EP77 siendo las pérdidas medias y máximas superiores por 1%, en cambio en la normativa AASTHO se produce un incremento del 6% con respecto a las pérdidas diferidas medias y un 5% respecto a la máxima.

2.4. Cable 4

a) EP77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
P_o	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
P_{inst}	57	51	45	39	33	26	54	93	131	150
P_{acort}	69	69	69	69	69	69	69	69	69	69
P_{inst}	1549	1555	1561	1567	1573	1579	1552	1513	1475	1456
P_ε	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
P_φ	91	99	111	119	121	121	114	103	93	91
P_ρ	43	43	42	42	42	42	42	42	41	41
P_{dif}	168	176	187	195	197	197	190	178	168	166
P_{tot}	1381	1379	1374	1373	1377	1383	1361	1335	1307	1290

Tabla. 16. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
P_o	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
P_{inst}	57	51	45	39	33	26	54	93	131	150
P_{acort}	69	69	69	69	69	69	69	69	69	69
P_{inst}	1547	1553	1559	1565	1571	1577	1549	1511	1473	1454
P_ε	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
P_φ	61	64	69	71	70	70	68	64	61	62
P_ρ	41	41	41	42	42	42	42	41	40	39
P_{dif}	178	181	185	187	187	187	185	180	177	177
P_{tot}	1369	1372	1374	1378	1384	1390	1365	1331	1296	1277

Tabla. 17. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASHTO

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	57	51	45	39	33	26	54	93	131	150
Pacort	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
Pinst	1537	1543	1549	1555	1561	1568	1540	1501	1463	1444
Pε	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
Pφ	83	85	88	91	91	92	91	88	85	84
Pp	42	42	41	41	41	41	41	41	42	42
Pdif	214	215	219	221	221	222	221	218	216	215
Ptot	1323	1328	1331	1335	1340	1346	1319	1283	1247	1229

Tabla. 18. Pérdida de pretensado total para el cable 4 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

d) Comparación de resultados

En la siguiente tabla puede observarse las pérdidas medias que se producen a lo largo del cable, comentadas cada una de las distintas normativas y representada en porcentajes de perdidas las que se produce en cada una de ellas.

	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	61	1614	4%	61	1614	4%	61	1614	4%
Pacort	69	1544	8%	69	1545	8%	81	1532	9%
Pinst	131	1544	8%	130	1545	8%	143	1532	9%
Pε	34	1510	10%	81	1464	13%	89	1444	14%
Pφ	108	1403	16%	66	1397	17%	88	1355	19%
Pp	42	1361	19%	41	1356	19%	41	1314	22%
Pdif	184	1361	19%	183	1356	19%	219	1314	22%

Tabla. 19. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 4 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

°	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	150	1525	9%	150	1525	9%	150	1525	9%
Pacort	69	1456	13%	69	1456	13%	81	1444	14%
Pinst	219	1456	13%	219	1456	13%	231	1444	14%
Pε	34	1422	15%	81	1375	18%	89	1355	19%
Pφ	91	1331	21%	62	1314	22%	84	1271	24%
Pp	41	1290	23%	39	1275	24%	42	1229	27%
Pdif	166	1290	23%	187	1275	24%	215	1229	27%

Tabla. 20. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 4 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

A continuación, se muestra una gráfica comparativa de las pérdidas que se dan en el cable 4 y cómo van variando tras recorrer la longitud de la viga.

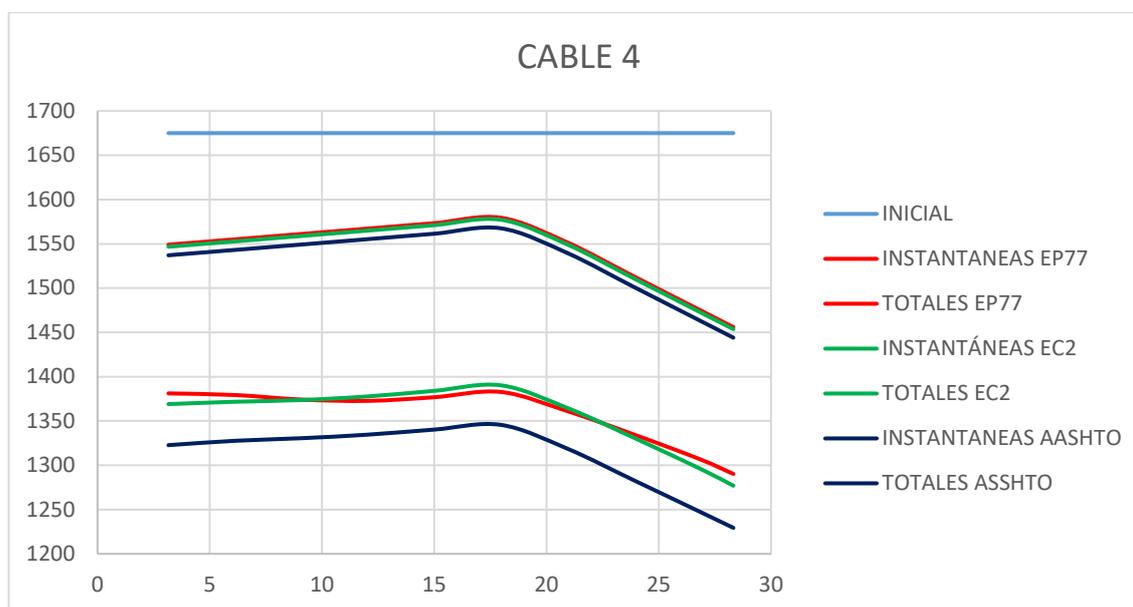


Gráfico. 4. Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 4 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).

En este caso, se puede observar que la normativa más conservadora es la AASHTO, ya que predice mayores pérdidas tanto instantáneas como diferidas en comparación con las otras normativas. En términos de pérdidas instantáneas, la AASHTO muestra una media del 9% y una máxima del 14%, lo que supone un aumento del 1% con respecto a la EP77. Por otro lado, el EC2 muestra pérdidas similares a las de la EP77. Con respecto a las pérdidas diferidas, la EP77 predice pérdidas medias del 19% y una máxima del 23% en la zona más desfavorable, mientras que la EC2 presenta valores muy similares. Por su parte, la normativa AASHTO muestra un aumento del 3% en las pérdidas diferidas medias y del 2% en la máxima en comparación con las otras normativas.

2.5. Cable 5

a) EP77

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	95	27	34	40	46	52	58	64	70	73
Pacort	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pinst	1580	1648	1641	1635	1629	1623	1617	1611	1605	1602

Análisis estructural del pretensado en tableros de puente de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente de carretera tipo construido en la década de 1990.

Pϵ	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
Pϕ	81	88	102	113	116	117	108	96	82	85
Pρ	43	46	46	45	44	44	44	45	46	45
Pdif	159	168	182	191	195	195	186	175	162	165
Ptot	1421	1480	1460	1444	1435	1428	1431	1436	1443	1437

Tabla. 21. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según EP77. (Fuente: Elaboración Propia)

b) EC2

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	95	27	34	40	46	52	58	64	70	73
Pacort	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pinst	1580	1648	1641	1635	1629	1623	1617	1611	1605	1602
Pϵ	81	81	81	81	81	81	81	81	81	81
Pϕ	62	62	66	69	69	69	66	63	63	66
Pρ	41	43	44	43	43	43	43	43	43	43
Pdif	178	181	185	188	188	187	185	181	181	184
Ptot	1402	1467	1457	1448	1442	1436	1432	1430	1424	1418

Tabla. 22. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según EC2. (Fuente: Elaboración Propia)

c) AASHTO

	3.16	6.12	9.08	12.04	15	17.96	20.92	23.88	26.84	28.32
Po	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675	1675
Pinst	95	27	34	40	46	52	58	64	70	73
Pacort	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pinst	1580	1648	1641	1635	1629	1623	1617	1611	1605	1602
Pϵ	89	89	89	89	89	89	89	89	89	89
Pϕ	92	85	106	130	139	138	118	91	84	86
Pρ	41	42	39	37	36	36	38	41	42	42
Pdif	222	216	234	256	264	263	245	221	215	217
Ptot	1358	1432	1407	1379	1365	1360	1372	1390	1390	1385

Tabla. 23. Pérdida de pretensado total para el cable 5 en kN, según AASTHO. (Fuente: Elaboración Propia)

d) Comparación de resultados

	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	53	1622	3%	53	1622	3%	53	1622	3%
Pacort	0	1622	3%	0	1622	3%	0	1622	3%
Pinst	53	1622	3%	53	1622	3%	53	1622	3%
Pϵ	34	1588	5%	81	1541	8%	89	1533	8%
Pϕ	100	1488	11%	66	1475	12%	109	1424	15%
Pρ	45	1443	14%	43	1433	14%	39	1385	17%
Pdif	179	1443	14%	184	1433	14%	237	1385	17%

Tabla. 24. Comparación global de las pérdidas medias de pretensado del cable 5 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

	EP 77			EC 2			AASHTO		
	Δ	P	%	Δ	P	%	Δ	P	%
Po	1675	1675	0%	1675	1675	0%	1675	1675	0%
Pinst	95	1580	6%	95	1580	6%	95	1580	6%
Pacort	0	1580	6%	0	1580	6%	0	1580	6%
Pinst	95	1580	6%	95	1580	6%	95	1580	6%
P ϵ	34	1546	8%	81	1499	10%	89	1491	11%
P ϕ	81	1465	13%	62	1437	14%	92	1400	16%
Pp	43	1421	15%	41	1396	17%	41	1358	19%
Pdif	195	1421	15%	188	1396	17%	222	1358	19%

Tabla. 25. Comparación global del punto con mayor de pretensado del cable 5 para cada normativa. (Fuente: Elaboración Propia)

En esta ocasión se puede observar como evolucionan las pérdidas de la fuerza de pretensado en función de la longitud de la viga.

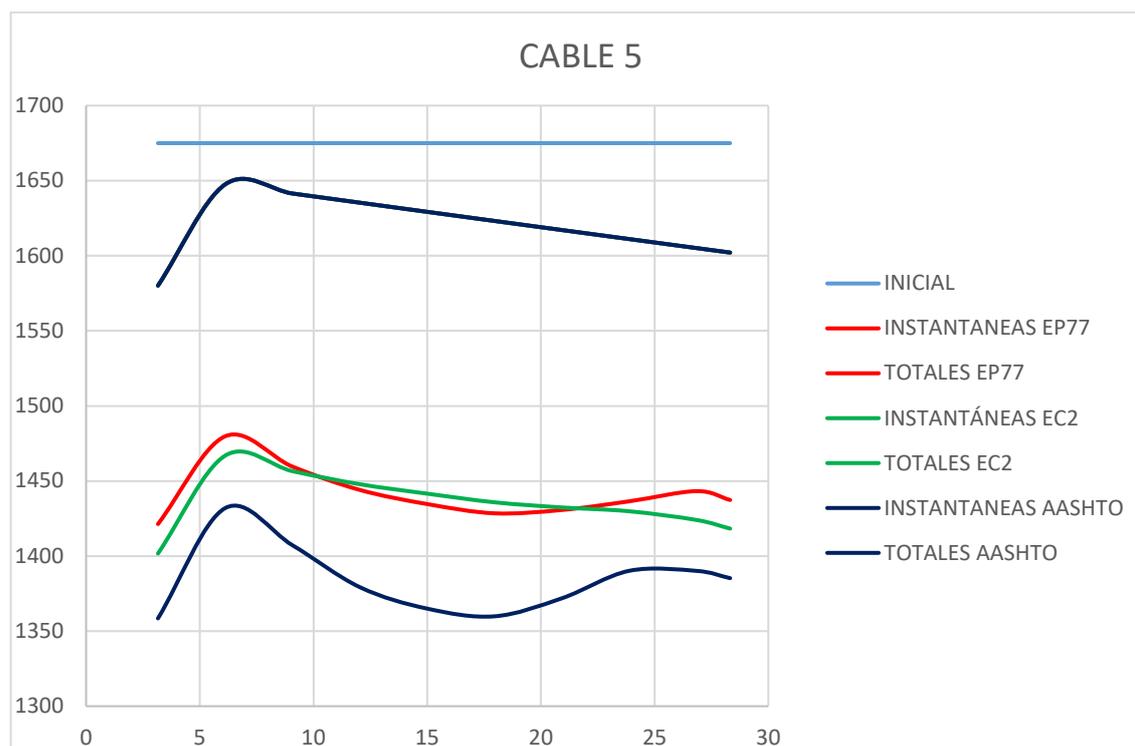


Gráfico. 5. Variación de las pérdidas de pretensado en el cable 5 en función de la normativa aplicada. (Fuentes: Elaboración propia).

En este último cable, se puede observar como las pérdidas instantáneas coinciden totalmente, puesto que los parámetros para calcular las pérdidas por rozamiento y penetración de cuñas son exactamente los mismo, por lo que los valores de pérdidas instantáneas son coincidentes.

En cuanto a las pérdidas diferidas sí que se aprecia una mayor diferencia entre los métodos de cálculo para obtener dichas pérdidas, se puede observar como las mayores pérdidas producidas por los fenómenos diferidos del hormigón y del acero se dan en la normativa ASSTHO, mientras que la EP77 y la EC2 se parecen bastante, siendo la media de 14% para ambas y la máxima de 15% y 17 %, mientras que la media para la normativa AASTHO es de 17% y la máxima de 19%.

3. Análisis tensional por normativa

En cuanto al análisis global de la estructura, en este apartado se muestran los resultados correspondientes a la fibra superior (zona menos comprimida) e inferior (zona más comprimida), correspondiente al cálculo de cada una de las distintas normativas.

3.1. Pérdidas instantáneas.

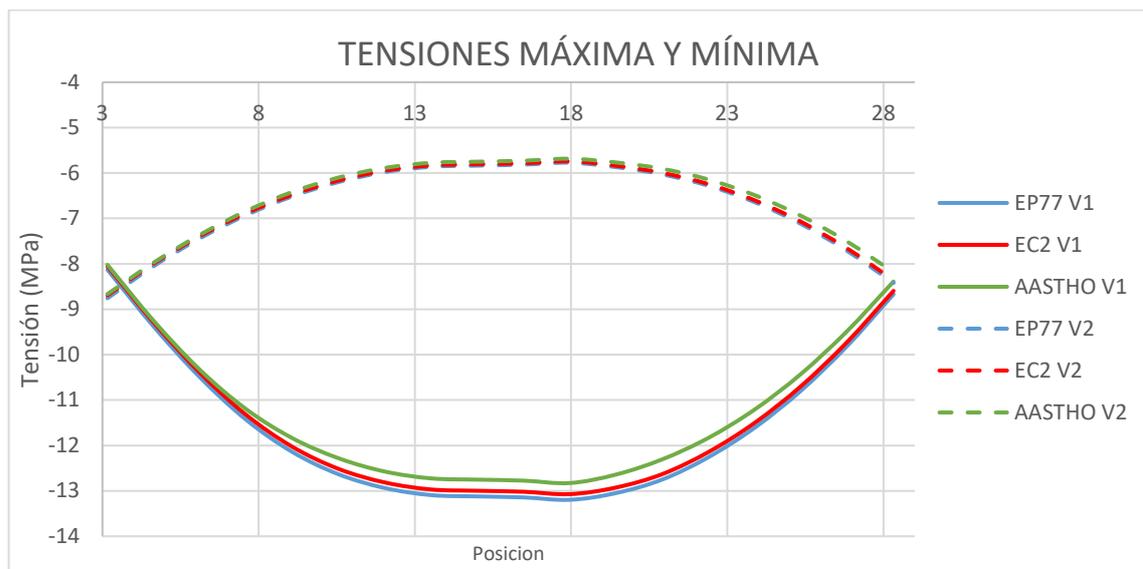


Gráfico. 6. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) para cada una de las normativas tras pérdidas instantáneas. (Fuente: Elaboración propia)

Tal y como puede observarse para las pérdidas instantáneas las pérdidas de pretensado son mayores para la normativa AASTHO, y por lo tanto el que menos valor de compresión aporta tanto para la fibra superior, como para la fibra inferior, mientras que la normativa que indica un estado de compresión global mayor es la EP77, todo esto se produce simplemente por la variación del módulo de elasticidad del hormigón, puesto que la normativa que aporta un mayor valor de modulo elástico es la correspondiente a la EP77 (35545 MPa) y que aporta un menos modulo elástico es la AASTHO (29463 MPa).

3.2. Pérdidas diferidas.

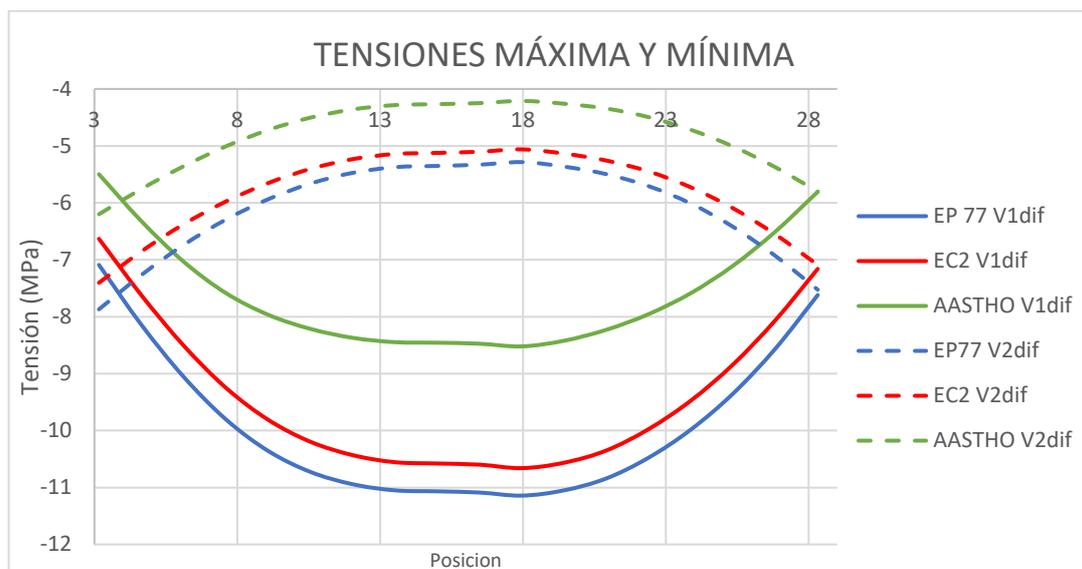


Gráfico. 7. Variación de tensiones globales correspondientes a la fibra superior (v1) y la fibra inferior (v2) para cada una de las normativas tras calcular pérdidas diferidas. (Fuente: Elaboración propia)

Con respecto a las pérdidas diferidas, como se ha podido comprobar anteriormente en cada uno de los cables, la normativa que aporta una mayor pérdida de tensión en la estructura para cada uno de los cables es la AASTHO, por lo que una vez analizadas las tensiones a partir del cable medio, es nuevamente la normativa AASTHO la que indica un estado global en la estructura con menor compresión. En cuanto a la comparación de las normativas ESP77 y EC2 aportan valores de tensiones muy similares, todo ello producido por la similitud a la hora de calcular los parámetros diferidos entre las distintas normativas, siendo el EC2 un poco más conservador, debido a la introducción de modificaciones en la obtención de los parámetros que aportan resultados más conservadores que a los de la normativa EP77

4. Comparación de EC2 y MEF

En el presente apartado, se procede a realizar la comparación entre los resultados obtenidos por el MEF, para el cual se han empleado los parámetros de cálculo recogidos en la normativa EC2 y por lo tanto es de interés poder realizar una comparación entre los datos proporcionados por el modelo de SAP2000 y el cálculo manual realizado con el EC2.

Los resultados extraídos de la formulación de pérdidas de pretensado proporcionados por la normativa EC2, revelan unas pérdidas de pretensado en torno al 11% con respecto a la pérdidas instantáneas mientras que el MEF da como resultado un valor mayor con respecto a las pérdidas de pretensado del 13% siendo lo cual se debe principalmente a que los valores ofrecidos por la normativa EC2 son calculado a partir de datos aproximados en cuanto a los valores de acortamiento elástico del hormigón, mientras que los datos proporcionados por el MEF realiza un cálculo del acortamiento elástico más aproximado.

Por otro lado, en cuanto a las pérdidas por efectos diferidos en el hormigón, el método de elementos finitos presenta unos valores medios de pérdidas totales en torno al 27% del pretensado inicial, mientras que la realización del calculo mediante la normativa EC2 proporciona unos valores del 25% siendo, lo cual hace pensar que el método de elementos finitos aporta un resultado muy parecido al EC2 en cuanto a las pérdidas de pretensado diferidas del hormigón, puesto que los parámetro de fluencia, retracción y relajación del hormigón son los proporcionados por el EC2.

5. Conclusiones

Como conclusiones del trabajo presentado se pueden obtener las siguientes:

- Los métodos de diseño empleados para la elaboración de la mayoría de las estructuras en el caso en España durante la década de los 80, los cuales se encuentran cada vez más cerca de su vida útil tienden a infravalorar las pérdidas de pretensado con respecto a los códigos vigentes en cuanto a pérdidas de pretensado diferidas se refiere.
- Las principales ventajas que presenta el método de la normativa americana se dan principalmente a que los parámetros diferidos puesto que las pérdidas de pretensado en esta etapa son mayores que las proporcionadas por el EC2.
- La tendencia media en este caso en concreto es que las pérdidas EC2 tienden a ser inferiores en torno a un 4% con respecto a la normativa AASTHO lo cual se aproxima mejor al cálculo obtenido por MEF.
- En cuanto a la EP77 las pérdidas obtenidas durante el trabajo para esta situación han sido de un 10% para las instantáneas y de un 21% para las diferidas, por lo que supone un valor inferior al obtenido a partir de las demás normativas, lo cual parece indicar que esta normativa en el proyecto estría indicando valores mayores

- de pretensado a los que realmente existe en la estructura, lo cual podría ser peligroso en algunos casos puesto que al existir un menos esfuerzo de pretensado actuante existe un mayor riesgo de fallo si no se consideran estos parámetros.
- Presenta complicaciones hasta para un programa basado en elementos finitos obtener el pretensado actuante en la realidad, puesto que es necesario obtener muchos parámetros que se encuentran en el proyecto, además de la complejidad de implantación de sobre la estructura.
 - En el software comercial utilizado para el análisis de este puente, no resulta sencillos la obtención de las pérdidas por acortamiento elástico, puesto que realmente dependiendo de la normativa empleada los cálculos son variantes.
 - Los valores aportados por las distintas normativas no quedan claro que sean suficientes para tener en cuenta con la finalidad de poder valorar el estado de los puentes actuales, puesto que existe una gran cantidad de variables que no se pueden considerar únicamente a partir de las normativas.
 - Conviene realizar una reflexión acerca de la cantidad de puentes de hormigón pretensado que se encuentran bien en una fase de reparación, mantenimiento o gran reparación en la actualidad y de si las normativas actuales y las anteriores son capaces de poder predecir de una manera aproximada lo que realmente sucede a lo largo de la vida útil de las estructuras.
 - El problema comentado en punto anterior no es un problema actual, si no que desde hace mucho tiempo ha sido objeto de investigación y de desarrollo acerca de grandes grupos de investigadores, planteando distintos métodos para poder conocer en la actualidad el estado de pretensado en la estructura y de como se encuentra en la actualidad.

6. Futuras líneas de investigación.

La pérdida de pretensado como se ha podido comprobar en el presente trabajo supone un verdadero problema en la actualidad debido a que en España y EEUU la mayoría de las infraestructuras están alcanzando o están próximos de su vida útil de proyecto.

La incertidumbre que puede tener el no saber realmente la fuerza de pretensado en los cables es un problema enorme puesto que si se fuera capaz de saber realmente a partir de revisiones periódicas como se encuentra en la actualidad dichas vigas pretensadas sería mucho mas sencillo de realizar o de elaborar planes de mantenimiento y reparación.

El futuro de esto pasa por poder buscar técnicas mediante las cuales sea posible obtener la fuerza de pretensado actual en las estructuras, en la actualidad existe una gran cantidad de investigaciones que ya han avanzado en este aspecto y han podido obtener la tensión en la armadura. En las estructuras diseñadas en la actualidad ya existen dispositivos de sensores y monitorización que actúan sabiendo como va variando la fuerza de pretensado a lo largo del tiempo, pero para ello es necesario saber los datos de partida de las estructuras y de la evolución de esta durante su servicio.

Otras líneas de investigación se están centrando en poder obtener el pretensado residual en las estructuras a partir de técnicas de medición indirectas, es decir, medirlas en un momento concreto, lo cual parece dar buen resultado en método como el *Crack Opening o Tendon cutting*, pero se trata de técnicas destructivas y provocan que la estructura no se pueda volver a poner en servicio.

Por lo que sería interesante poder elaborar una técnica de medición del pretensado mediante técnicas indirectas no destructivas, pero en la actualidad no se ha podido todavía realizar investigaciones en profundidad acerca de esto.

7. Referencias

Li J, Mechitov KA, Kim RE (2016) Efficient time synchronization for structural health monitoring using wireless smart sensor networks. *Struct Contr Health Monitor* 23:470–486

Cho S, Giles RK, Spencer BF (2015) System identification of a historic swing truss bridge using a wireless sensor network employing orientation correction. *Struct Contr Health Monitor* 22:255–272.

Lynch JP (2007) An overview of wireless structural health monitoring for civil structures. *Philosophical Trans R Soc A: Math Phys Eng Sci* 365:345–372.

Azizinamini A, Keeler BJ, Rohde J, Mehrabi AB (1996) Application of a new nondestructive evaluation technique to a 25-year-old prestressed concrete girder. *PCI J* 41(3):82–95.

Kralovanec J, Bahleda F, Moravcik M (2022) State of Prestressing Analysis of 62-Year-Old Bridge. *Materials* 15(10):3583.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

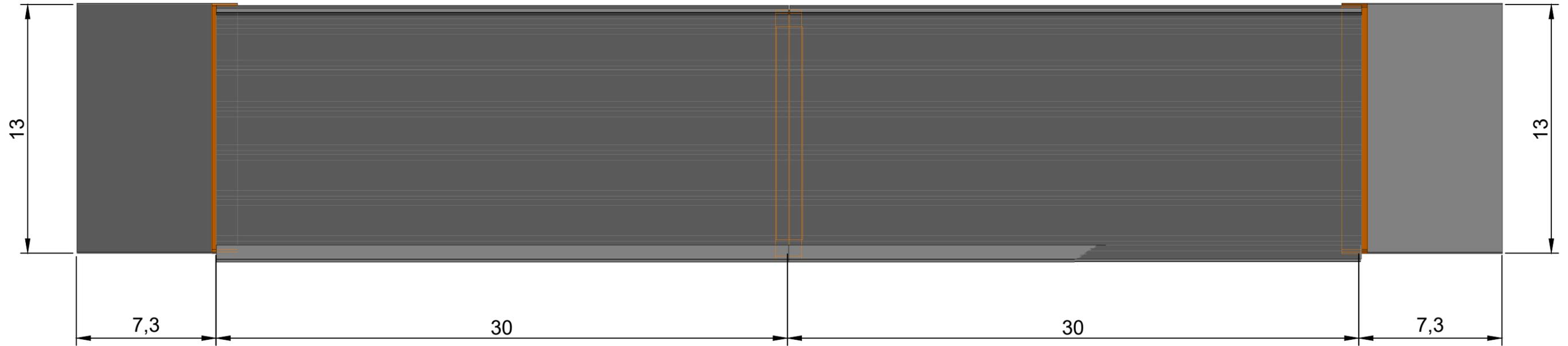
Análisis estructural del pretensado en tableros de puente
de vigas de hormigón prefabricado. Aplicación a un puente
de carretera tipo construido en la década de 1990.

DOCUMENTO Nº2: PLANOS

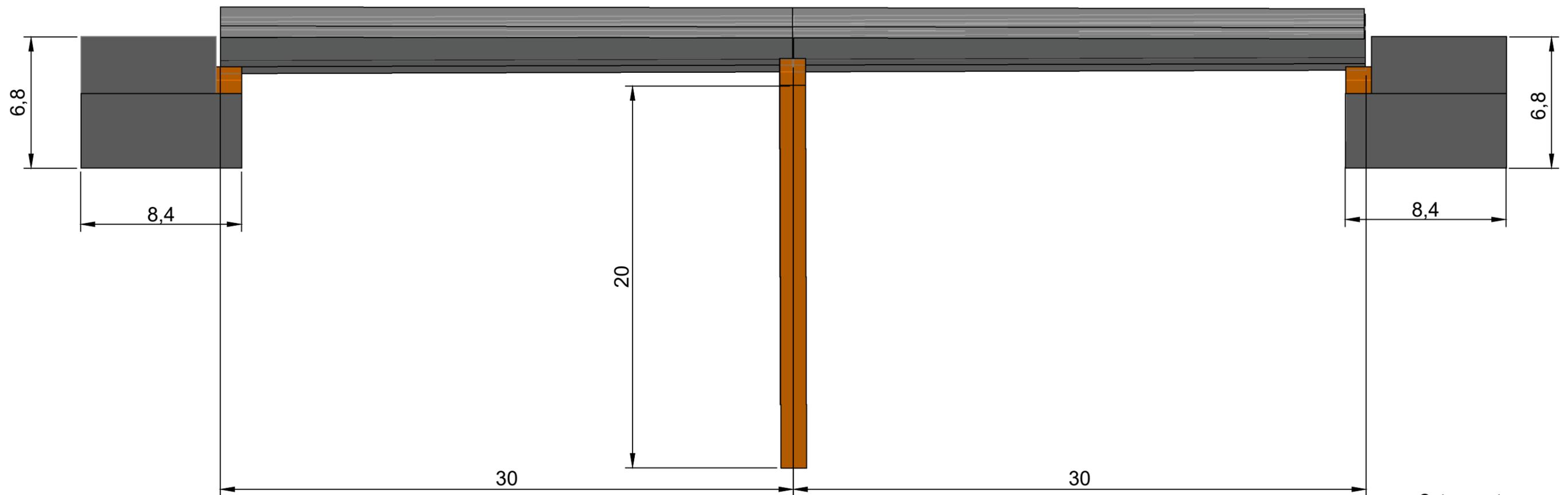
Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Planta



Alzado



Cotas: metros



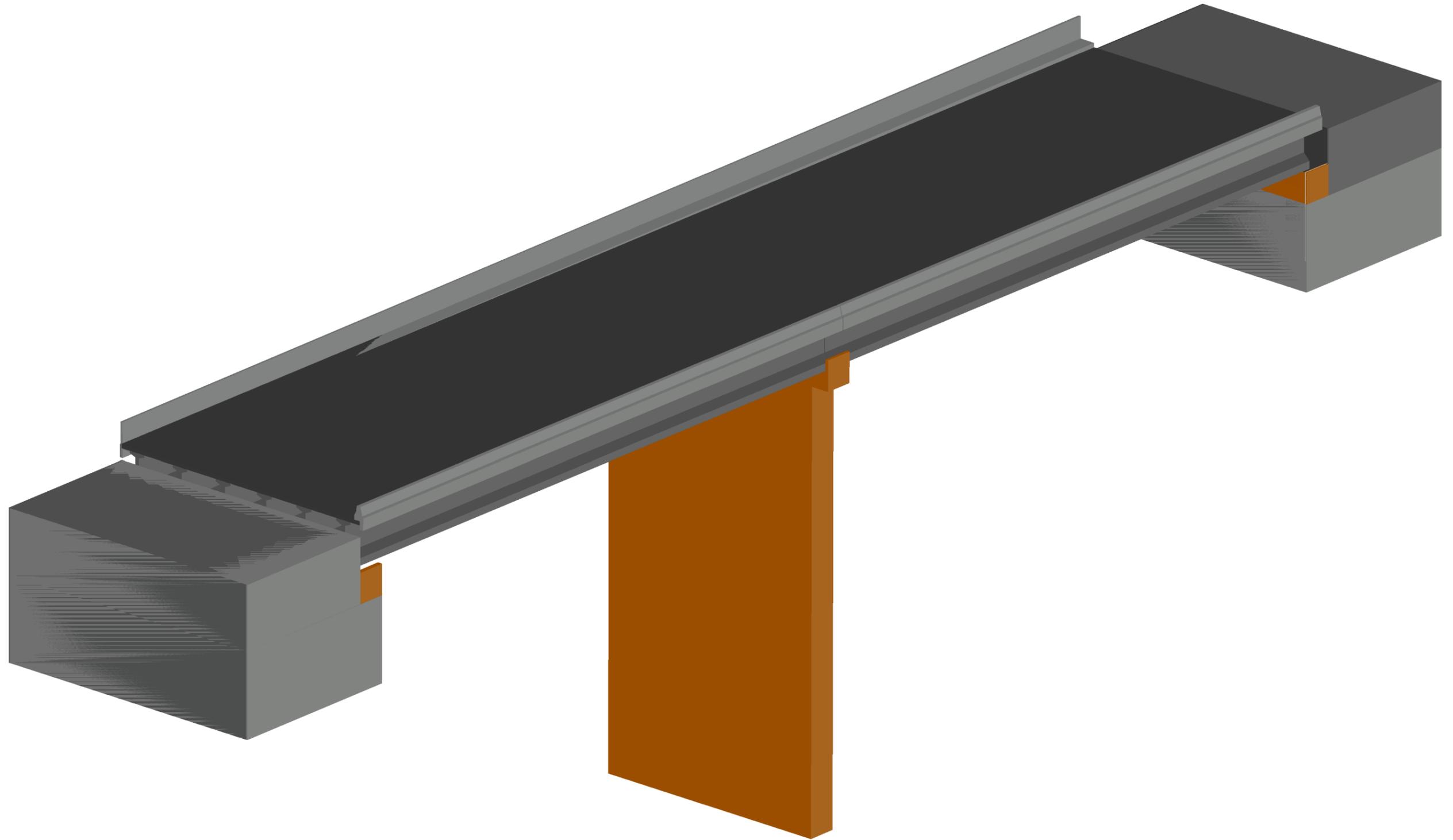
AUTOR:
**JUAN ANTONIO MATEU
SÁNCHEZ**

FECHA:
Junio 2023

PLANO:
PLANTA Y ALZADO

ESCALA:
1:300

PROYECTO:
**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE PUENTE DE
VIGAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO**



AUTOR:
**JUAN ANTONIO MATEU
SÁNCHEZ**

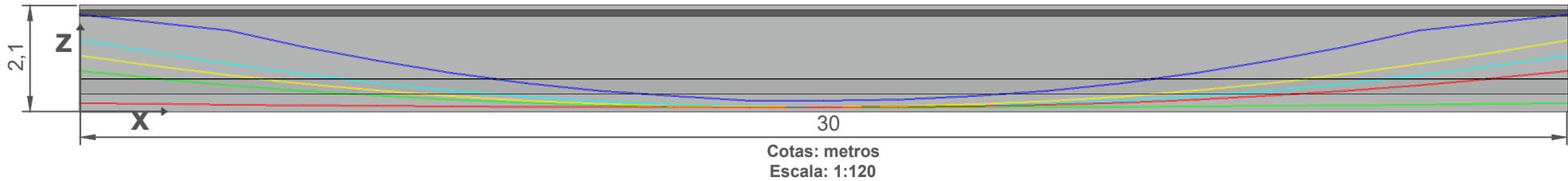
FECHA:
Junio 2023

PLANO:
Vista general

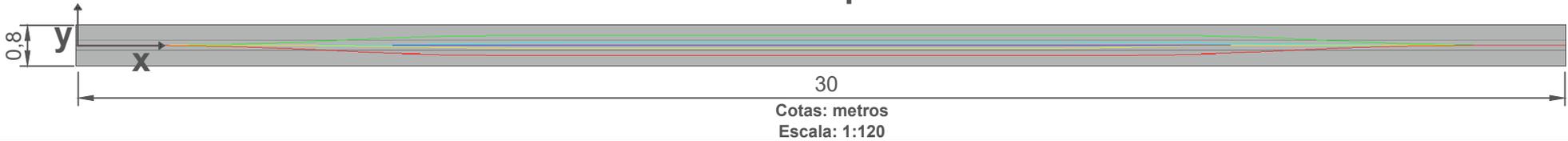
ESCALA:
Sin escala

PROYECTO:
**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE PUENTE DE
VIGAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO**

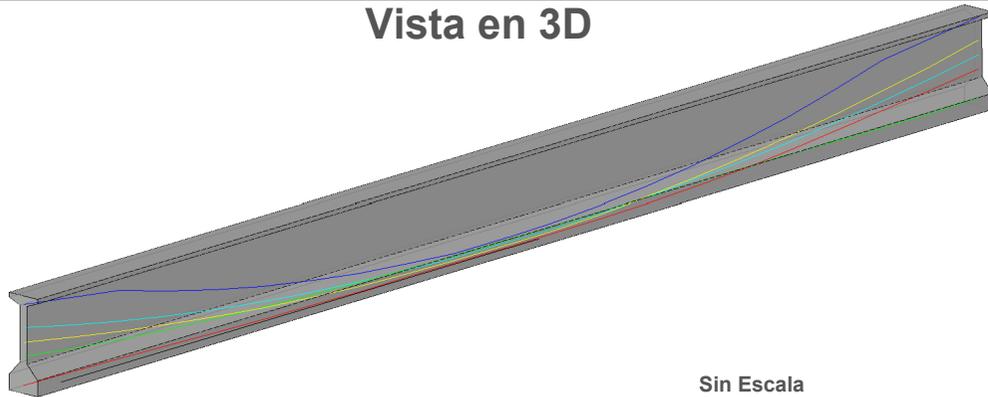
Vista en alzado



Vista en planta



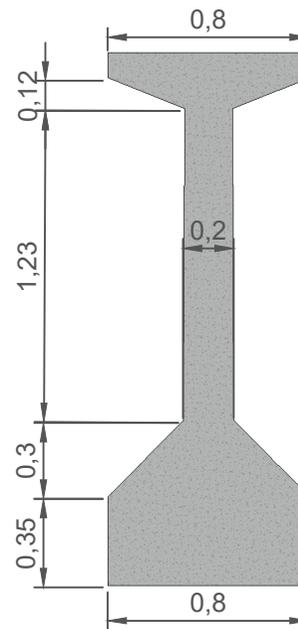
Vista en 3D



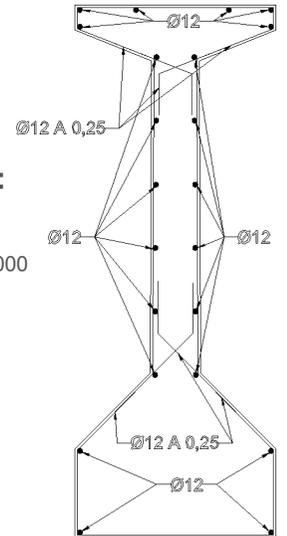
Sin Escala

Sección transversal

GEOMETRÍA



ARMADO



Material:

Hormigón Prestensado 35 MPa

Acero para armadura: B400SD

Características de la sección:

Área: 0.8106

Perímetro: 6.4628

Cuadro delimitador: X: 0.0000 -- 0.8000

Y: 0.0000 -- 2.1000

Centro de gravedad: X: 0.4000

Y: 0.8672

Momentos de inercia: X: 1.0206

Y: 0.1556

Producto de inercia: XY: -0.2812

Cotas: metros

Escala: 1:30

Tabla de coordenadas por cable en metros

	x	0	2	4	6	8	10	12	15	16	18	20	22	24	26	28	30
CABLE 1	y	0	0	0,01	0,13	0,18	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,18	0,18	0,13	0,01	0	0
	z	0.656	0.606	0.529	0.325	0.247	0.140	0.097	0.096	0.096	0.101	0.113	0.133	0.160	0.168	0.176	0.176
CABLE 2	y	0	0	0	0,001	0,016	0,061	0,064	0,064	0,064	0,064	0,020	0,016	0,003	0	0	0
	z	1.164	1.164	0.939	0.570	0.425	0.215	0.109	0.096	0.097	0.116	0.224	0.425	0.560	0.718	0.900	1.139
CABLE 3	y	0	0	-0,01	-0,13	-0,18	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,18	-0,18	-0,13	-0,01	0	0
	z	0.176	0.176	0.168	0.160	0.133	0.113	0.101	0.096	0.096	0.097	0.140	0.247	0.325	0.529	0.606	0.656
CABLE 4	y	0	0	0	-0,001	-0,016	-0,061	-0,064	-0,064	-0,064	-0,064	-0,020	-0,016	-0,003	0	0	0
	z	1.139	0.900	0.718	0.560	0.425	0.224	0.116	0.096	0.097	0.109	0.215	0.425	0.570	0.939	1.164	1.164
CABLE 5	y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	z	1.963	1.963	1.599	0.997	0.568	0.417	0.310	0.224	0.226	0.310	0.417	0.568	0.997	1.599	1.963	1.963



AUTOR:

JUAN ANTONIO MATEU
SÁNCHEZ

FECHA:

Junio 2023

PLANO:

CARACTERÍSTICAS DE LA
VIGA

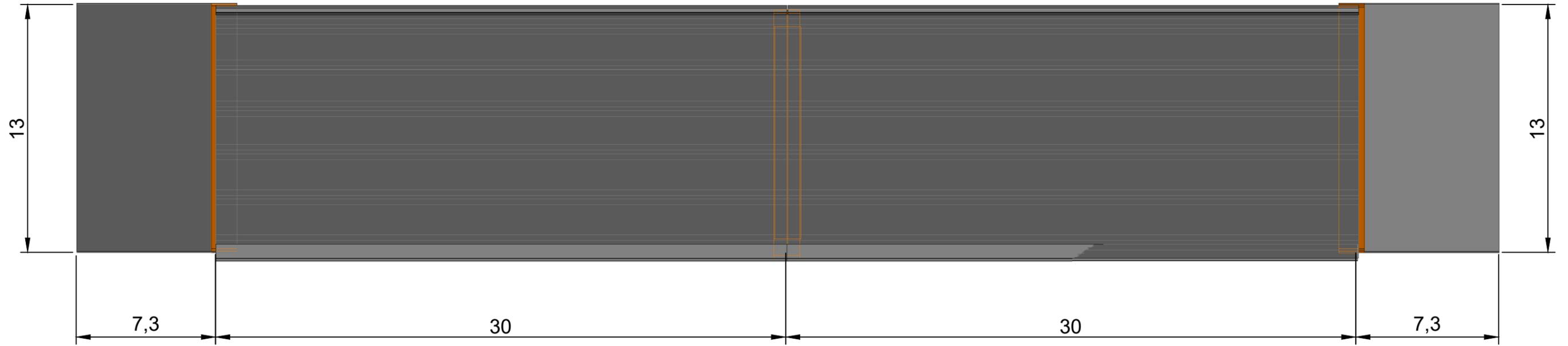
ESCALA:

VARIAS

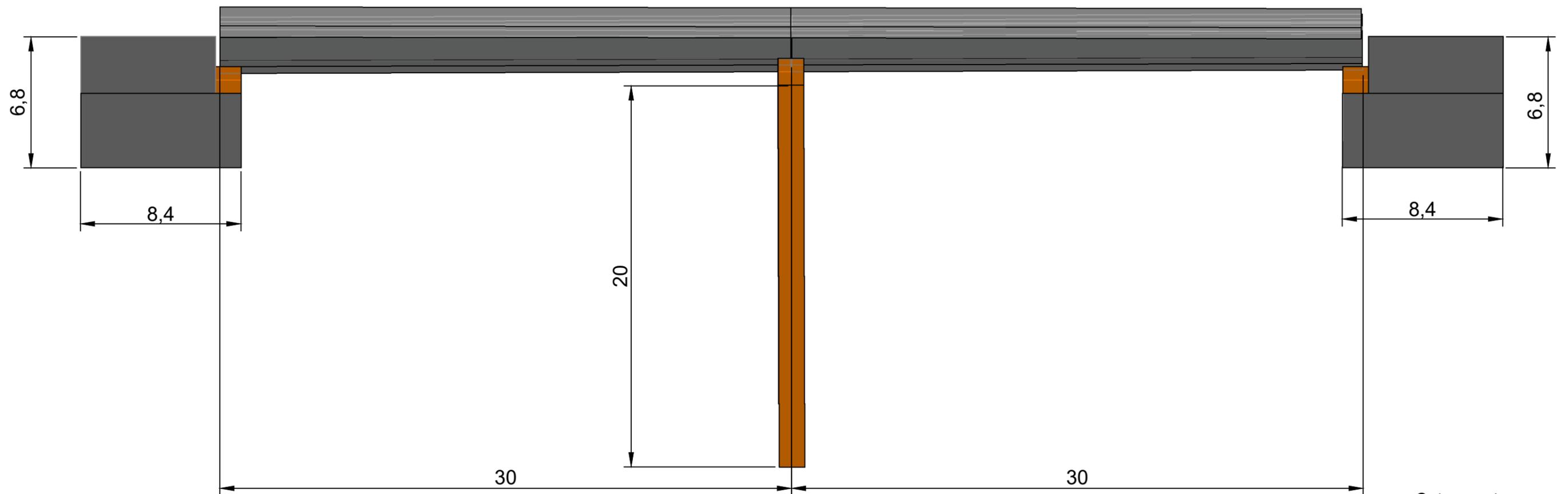
PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE PUENTE DE
VIGAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Planta



Alzado



Cotas: metros



AUTOR:
**JUAN ANTONIO MATEU
SÁNCHEZ**

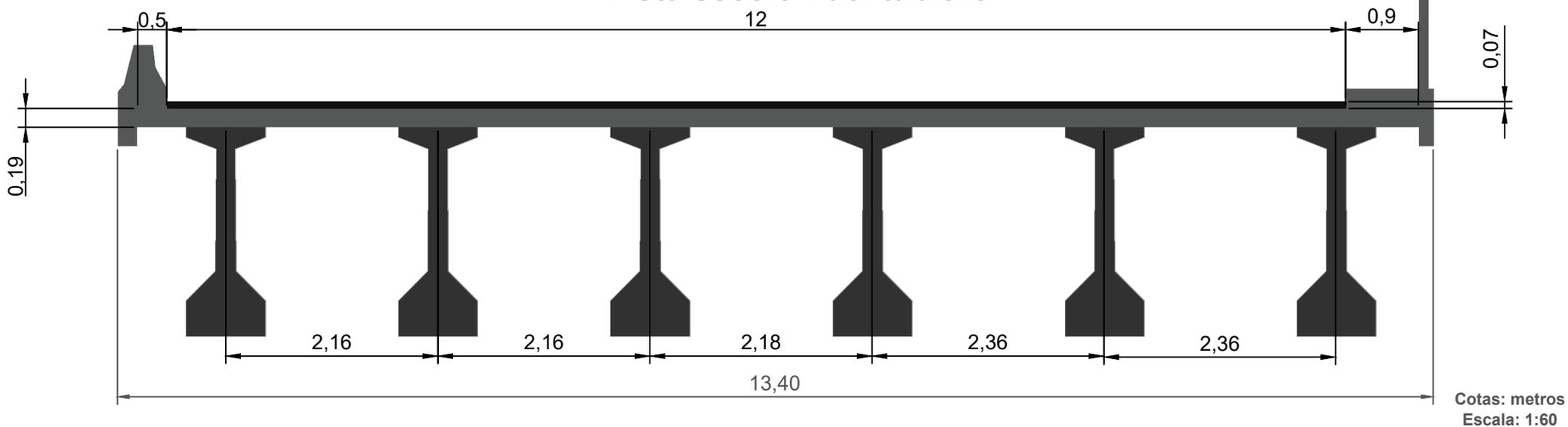
FECHA:
Junio 2023

PLANO:
PLANTA Y ALZADO

ESCALA:
1:300

PROYECTO:
**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE PUENTE DE
VIGAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO**

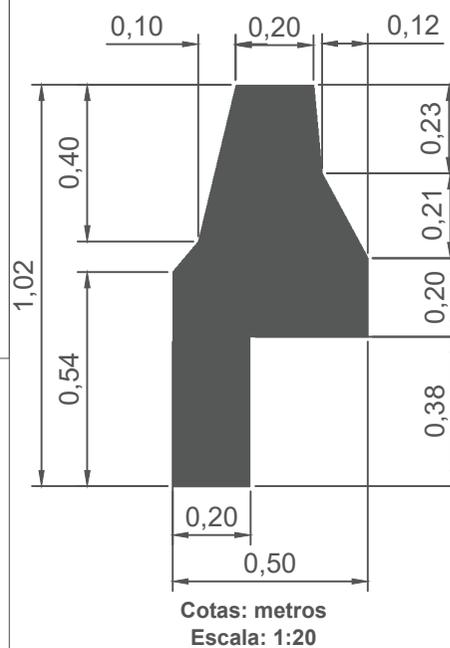
Vista sección del tablero



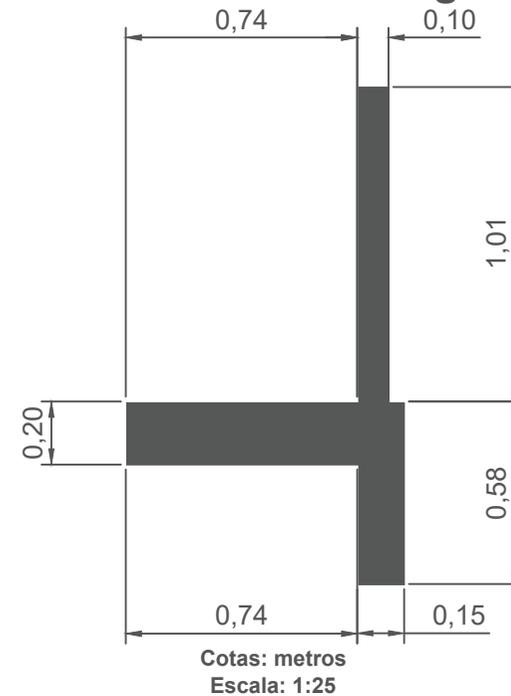
Vista 3D del tablero



Vista barrera rígida



Vista barrera semirígida



Acciones actuantes:

Cargas permanentes:

- Cargas de borde: acera, barandilla y barrera con un peso de 7,5 kN/m y peso de barrera semirígida de 6,4 kN/m
- Cargas en superficie: Peso propio de la losa y pavimento
- Carga longitudinal en vigas: peso propio

Sobrecargas:

- Uniforme para toda la plataforma de 4 kN/m²
- Sobrecarga frecuente: 40% de la sobrecarga máxima total
- Vehículo pesado: 6 cargas puntuales de 100 kN dispuestas según la Instrucción de acciones

Vigas:

Hormigón Prestensado H-35 MPa

Losa de hormigón:

Hormigón armado H-25 MPa

AUTOR:

JUAN ANTONIO MATEU
SÁNCHEZ

FECHA:

Junio 2023

PLANO:

SECCIÓN TABLERO

ESCALA:

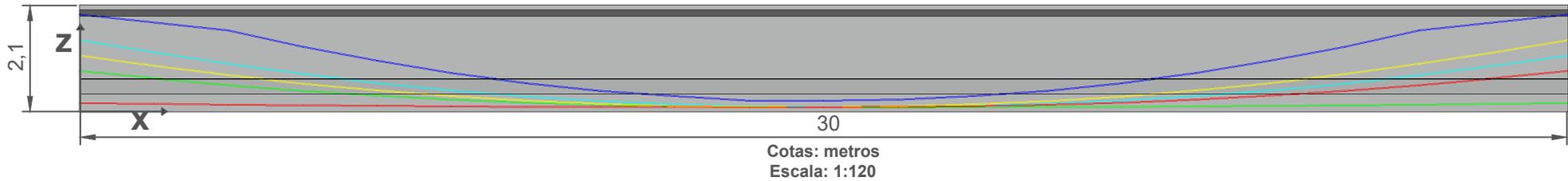
VARIAS

PROYECTO:

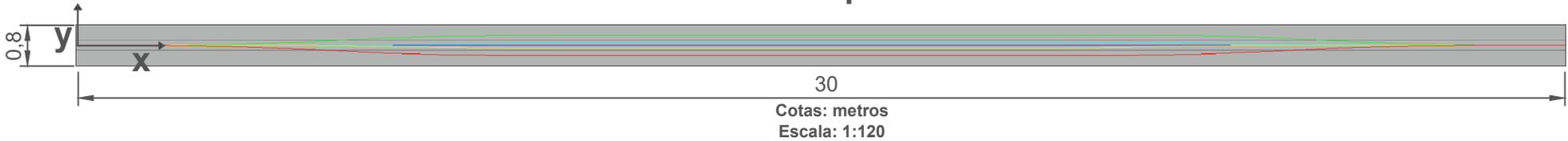
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO



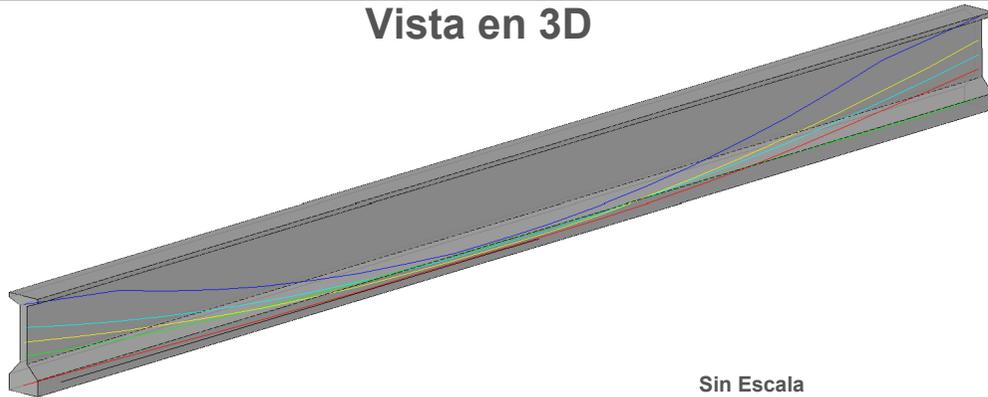
Vista en alzado



Vista en planta

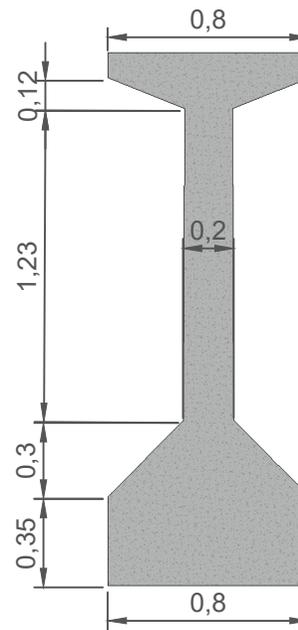


Vista en 3D

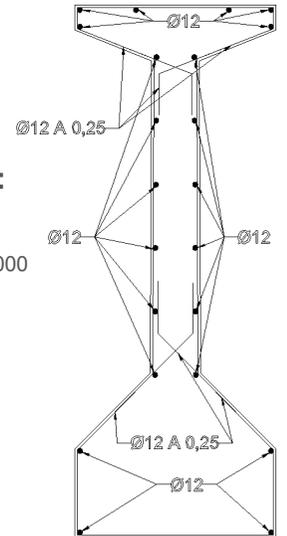


Sección transversal

GEOMETRÍA



ARMADO



Material:

Hormigón Prestensado 35 MPa

Acero para armadura: B400SD

Características de la sección:

Área: 0.8106

Perímetro: 6.4628

Cuadro delimitador: X: 0.0000 -- 0.8000

Y: 0.0000 -- 2.1000

Centro de gravedad: X: 0.4000

Y: 0.8672

Momentos de inercia: X: 1.0206

Y: 0.1556

Producto de inercia: XY: -0.2812

Cotas: metros

Escala: 1:30

Tabla de coordenadas por cable en metros

	x	0	2	4	6	8	10	12	15	16	18	20	22	24	26	28	30
CABLE 1	y	0	0	0,01	0,13	0,18	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,18	0,18	0,13	0,01	0	0
	z	0.656	0.606	0.529	0.325	0.247	0.140	0.097	0.096	0.096	0.101	0.113	0.133	0.160	0.168	0.176	0.176
CABLE 2	y	0	0	0	0,001	0,016	0,061	0,064	0,064	0,064	0,064	0,020	0,016	0,003	0	0	0
	z	1.164	1.164	0.939	0.570	0.425	0.215	0.109	0.096	0.097	0.116	0.224	0.425	0.560	0.718	0.900	1.139
CABLE 3	y	0	0	-0,01	-0,13	-0,18	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,18	-0,18	-0,13	-0,01	0	0
	z	0.176	0.176	0.168	0.160	0.133	0.113	0.101	0.096	0.096	0.097	0.140	0.247	0.325	0.529	0.606	0.656
CABLE 4	y	0	0	0	-0,001	-0,016	-0,061	-0,064	-0,064	-0,064	-0,064	-0,020	-0,016	-0,003	0	0	0
	z	1.139	0.900	0.718	0.560	0.425	0.224	0.116	0.096	0.097	0.109	0.215	0.425	0.570	0.939	1.164	1.164
CABLE 5	y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	z	1.963	1.963	1.599	0.997	0.568	0.417	0.310	0.224	0.226	0.310	0.417	0.568	0.997	1.599	1.963	1.963



AUTOR:

JUAN ANTONIO MATEU
SÁNCHEZ

FECHA:

Junio 2023

PLANO:

CARACTERÍSTICAS DE LA
VIGA

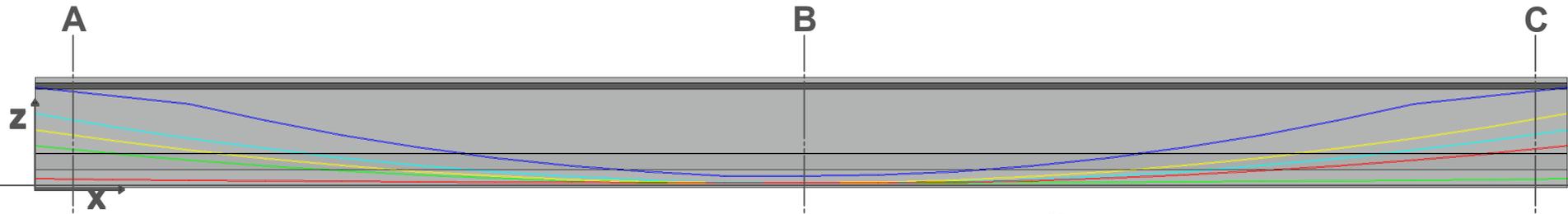
ESCALA:

VARIAS

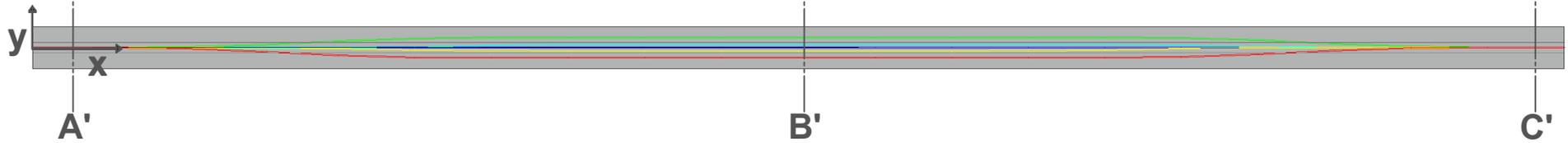
PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE PUENTE DE
VIGAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Vista en alzado



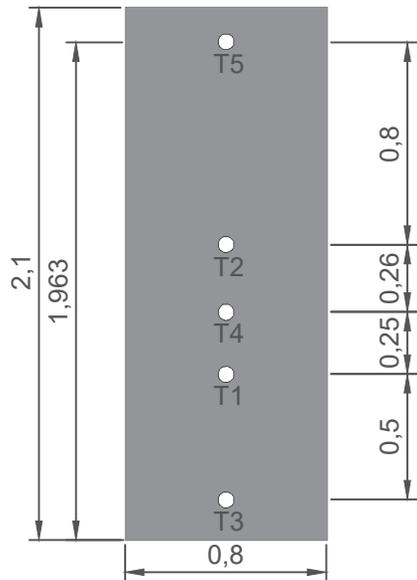
Escala: 1:120



Vista en planta

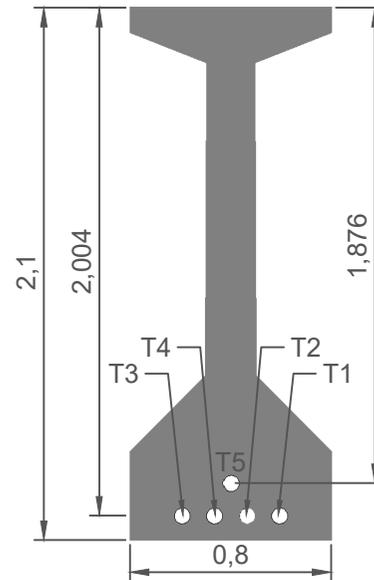
Escala: 1:120

SECCIÓN A-A'



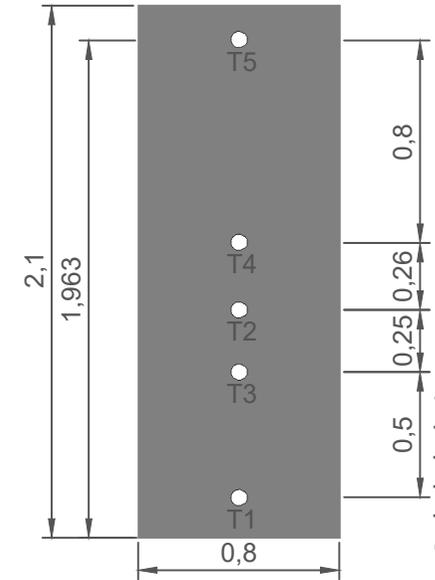
T1: TENDÓN 1
T2: TENDÓN 2
T3: TENDÓN 3
T4: TENDÓN 4
T5: TENDÓN 5
Cotas: metros
Escala: 1:30

SECCIÓN B-B'



T1: TENDÓN 1
T2: TENDÓN 2
T3: TENDÓN 3
T4: TENDÓN 4
T5: TENDÓN 5
Cotas: metros
Escala: 1:30

SECCIÓN C-C'



T1: TENDÓN 1
T2: TENDÓN 2
T3: TENDÓN 3
T4: TENDÓN 4
T5: TENDÓN 5
Cotas: metros
Escala: 1:30



AUTOR:	FECHA:	PLANO:	ESCALA:	PROYECTO:
JUAN ANTONIO MATEU SÁNCHEZ	Junio 2023	SECCIONES	VARIAS	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PRETENSADO EN TABLEROS DE PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO