

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

**Escuela Técnica Superior
de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos**



TRABAJO DE FIN DE GRADO
TITULACIÓN: GRADO EN INGENIERÍA DE OBRAS PÚBLICAS
Curso académico 2013-2014

PASARELA PARA CICLISTAS EN CASTELLBISBAL

AUTOR:

Miguel Soriano Juan

TUTOR:

Carlos Miguel Gisbert Doménech

(Depto. Ingeniería de la Construcción, UPV)

INDICE:

1. MEMORIA
2. ANEJOS
 1. ANEJO DE CÁLCULO
 2. ANEJO DE GEOTECNIA
3. PLANOS
 1. EMPLAZAMIENTO
 2. ENCAJE GEOMÉTRICO
 3. PLANTA Y ALZADO
 4. VIGA 1 Y VIGA 2 PRETENSADO
 5. ARMADO ACERO PASIVO, ARMADURA RASANTE ALAS
 6. ARMADO, ARMADURA DE CORTANTE, ARMADURA RASANTE VIGA-LOSA
 7. ARMADO LOSA DEL TABLERO
 8. ESTRIBO NORTE Y ESTRIBO SUR DEF. GEOMÉTRICA
 9. ESTRIBO NORTE Y ESTRIBO SUR ARMADO
 10. ESTRIBO DETALLES
 11. DETALLE BARANDILLA, ALZADO, PERFIL Y AXONOMÉTRICA



MEMORIA



Contenido

1-DOCUMENTOS QUE CONSTAN EN ESTE PROYECTO	3
2-INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	4
3-OBJETIVOS Y ALCANCE	5
4-ESTADO ACTUAL Y CONDICIONANTES	7
5-SOLUCIÓN ADOPTADA	8
6-ENCAJE GEOMÉTRICO	9
6.1 DATOS DE PARTIDA	9
7-PROCESO CONSTRUCTIVO	11
8-CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	14
9-MODELIZACIÓN.....	15
9.1 Vida útil de la estructura	15
9.2 Durabilidad	15
9.3 Materiales utilizados	15
9.4 ACCIONES UTILIZADAS	16
9.5 BASES DE LA COMBINACIÓN DE ACCIONES.	16
9.6 MODELOS	18
9.6.1 CÁLCULO DE LA ARMADURA ACTIVA.	18
9.6.2 CALCULO DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO SOLICITACIONES NORMALES	19
9.6.3 CALCULO DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE CORTANTE.....	19
9.6.4 DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE SOLICITACIONES POR ESFUERZO RASANTE	20
9.6.5 CALCULO DEL ESTADO LÍMITE DE SEVICIO DE DEFORMACIONES.....	20
9.6.6 CALCULO DEL DE TRANSVERSAL DE LA LOSA.....	21
9.6.7 CALCULO DE ESTADO LÍMITE DE EQUILÍBRIO DE LOS ESTRIBOS.....	21
10-RESULTADOS OBTENIDOS.....	22
10.1-Tablero.....	22
10.2 Estribos.....	24
11-CONCLUSIONES.....	26



1-DOCUMENTOS QUE CONSTAN EN ESTE PROYECTO

DOCUMENTO Nº1-MEMORIA-

Memoria

DOCUMENTO Nº2- ANEJOS-

Anejo Nº1-Estúdio de soluciones

Anejo Nº2-Geotecnia

Anejo Nº2-Calculos

DOCUMENTO Nº3-PLANOS-

Plano Nº1-Emplazamiento

Plano Nº2-Encaje geométrico

Plano Nº3- Planta y alzado

Plano Nº4-Viga 1 y viga 2 pretensado

Plano Nº5-Armado acero pasivo, armadura rasante alas

Plano Nº6-Aramdo, armadura de cortante, armadura rasante viga-losa

Plano Nº7-Armado losa del tablero

Plano Nº8-Estribo norte y estribo sur Def. geométrica

Plano Nº9-Estribo norte y estribo sur armado

Plano Nº10-Detalles

Plano Nº11-Detalle barandilla, alzado, perfil y axonométrica

-



2-INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El presente documento corresponde al proyecto constructivo: “Estudio, diseño y cálculo estructural de una Pasarela para ciclistas en Castellbisbal.

En este trabajo, Miguel Soriano Juan autor del Trabajo Fin de Grado ha adquirido el rol de calculista de estructuras, haciendo las labores que realizaría un calculista en una empresa de prefabricados, mientras que el profesor Carlos Miguel Gisbert Doménech del departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil adquiriría el rol de jefe de departamento.

Para la realización del presente proyecto se han proporcionaron datos de la geotecnia de la zona, se han extrapolando los resultados que se obtuvieron para los estribos y pilas de un puente cercano.

Ha primado a la hora de la realización del cálculo ha sido la economía final del proyecto, y un proceso constructivo sencillo, sin necesidad de alterar la circulación de los vehículos que transitan la vía aledaña a tal proyecto.



Figura 2



Figura 4

Se ha centrado el alcance del proyecto en el cálculo y diseño tanto del tablero de la pasarela como el estribo Norte y Sur, y de sus elementos auxiliares como puedan ser pretilos o pavimentación, siempre atendiendo al proceso constructivo.. Además se han delineado los planos de una forma sencilla e intuitiva para su posterior ejecución.

Quedan fuera del alcance de este proyecto.

- Estudios de seguridad y salud
- Estudios de medio ambiente
- Presupuesto del proyecto
- Cálculo de detalles como el neopreno.
- Cálculos hidrológicos.
- Replanteo
- Cálculo de la aleta del estribo
- Mediciones

4-ESTADO ACTUAL Y CONDICIONANTES

La pasarela como ya se ha comentado anteriormente se sitúa en el margen derecho de un puente de vigas prefabricadas en doble T ya existente, que sirve de paso para la circulación de vehículos de la autovía A2. Por lo que la construcción del proyecto que nos atañe debe afectar lo más mínimo a esta vía ya que es el punto principal de conexión entre Barcelona y Lleida.

El principal condicionante son las aletas de los estribos del puente aledaño, pues coincide en planta con la posición donde se desea construir el estribo de la pasarela estudiada, como se puede observar en la “figura 5”



Figura 5

En el replanteo del carril bici, su trazado es paralelo a la autovía A2 pero al paso de la pasarela que nos ocupa, hay una modificación en planta como se puede ver en el Documento N°3 Planos. Por qué el puente aledaño es más ancho que la calzada de la A2.

También es importante nombrar que tras la construcción tanto de la pasarela como de la vía para ciclistas el ancho del terraplén en su conjunto habrá crecido una media de un metro, por lo que será necesario un relleno de tierras.

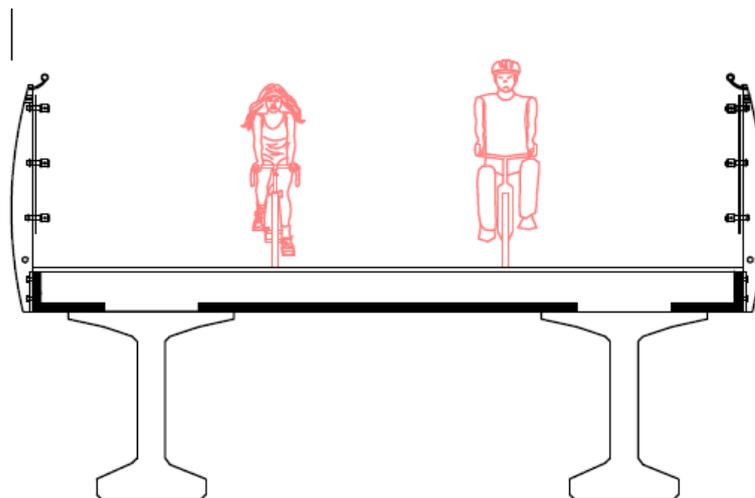
5-SOLUCIÓN ADOPTADA

El carril bici estudiado está reservado para el uso exclusivo de ciclistas y viandantes, con una separación física de la circulación del tráfico motorizado. En principio la circulación de los peatones y de los patinadores está autorizada en este tramos es por ello que se deja 1 metro adicional de ancho por seguridad.

Se trata de un carril bici bidireccional, los elementos de protección del carril bici y pasarela deben ser los suficientemente sólidos para evitar una posible intrusión de los vehículos, que circulan por la vía adyacente.

Se ha elegido una anchura de tablero de 4,5 metros por los siguientes motivos:

1. El carril bici al cual da continuidad esta pasarela tiene un ancho de 2,5 metros, por lo que como mínimos debemos reservar esta extensión dentro de la pasarela.
2. Además se reservan 0,5 metros a cada lado, para la sujeción de barandilla o pretil, para que estos elementos no perjudiquen en el tránsito de los ciclistas.
3. Se reserva un 1 metros para los peatones, para que en el posible caso de que coincidan dos bicicletas, una en cada dirección, y un peatón, al mismo tiempo, no se de ningún tipo de circunstancia peligrosa.



En el anejo N°1-Estudio de soluciones- se incluyen las decisiones adoptadas para el diseño final.

6-ENCAJE GEOMÉTRICO

6.1 DATOS DE PARTIDA

Se plantea el encaje geométrico a partir de los siguientes datos.

- Replanteo del puente carretero situado a la misma altura, que también salva la Riera de Corbera. Proporcionado por el tutor.
- Archivo DWG de la orografía del terreno.
- Replanteo del carril bici.

El replanteo de referencia es el siguiente “figura 10”:

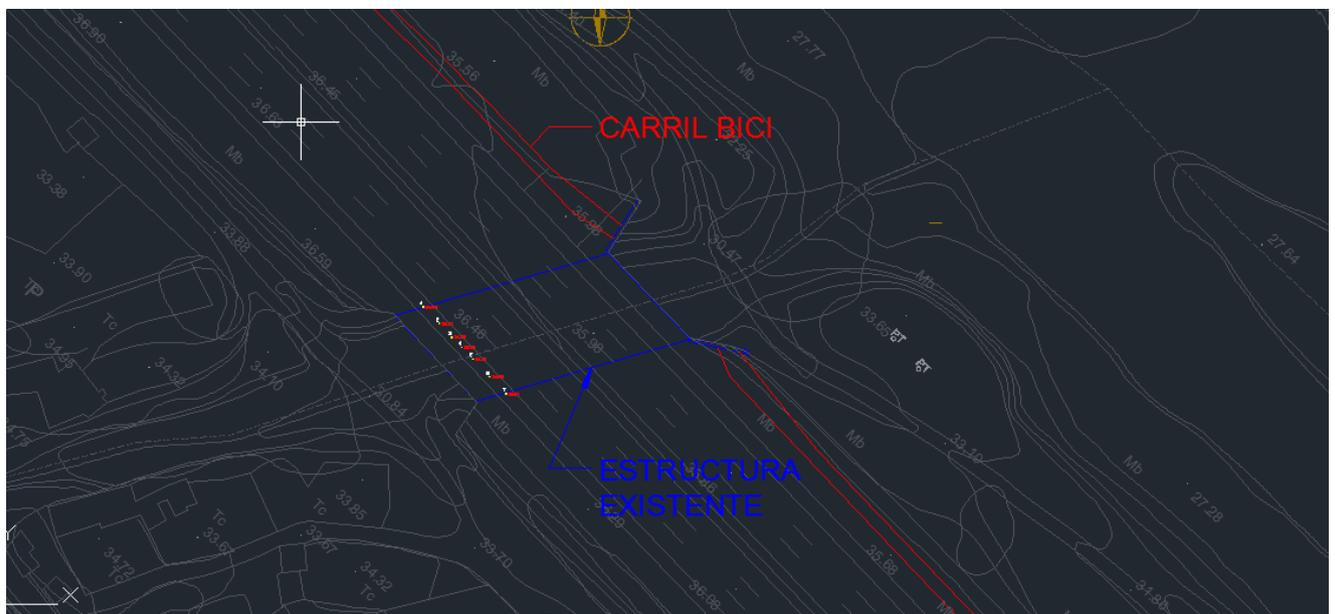


Figura 6

Como se puede observar, del trazado del carril bici, nace la necesidad de colocar la pasarela muy próxima a la estructura existente, dando lugar este suceso a problemas con el proceso constructivos de los estribos. Finalmente se coloca a una distancia entre extremos de barandillas de 0.5 metros, como se puede observar en la figura 6.

Aunque la estructura existente tenga una luz de 22,41 metros. La pasarela necesita una luz total de 26,1 metros porque el ancho del cauce de la riera es más ancho conforme nos acercamos a la cabecera del mismo.

Se ha pretendido colocar el tablero de la pasarela a la misma cota que el puente existente. Es por ello que el tablero por su extremo Norte tendrá una cota de 35.95 metros mientras que en su extremo sur tendrá una cota de 35.52 como se puede observar en las figuras 11 y 12.

Únicamente hay una variación de cotas de 0.43 metros por lo que el tablero es prácticamente horizontal.

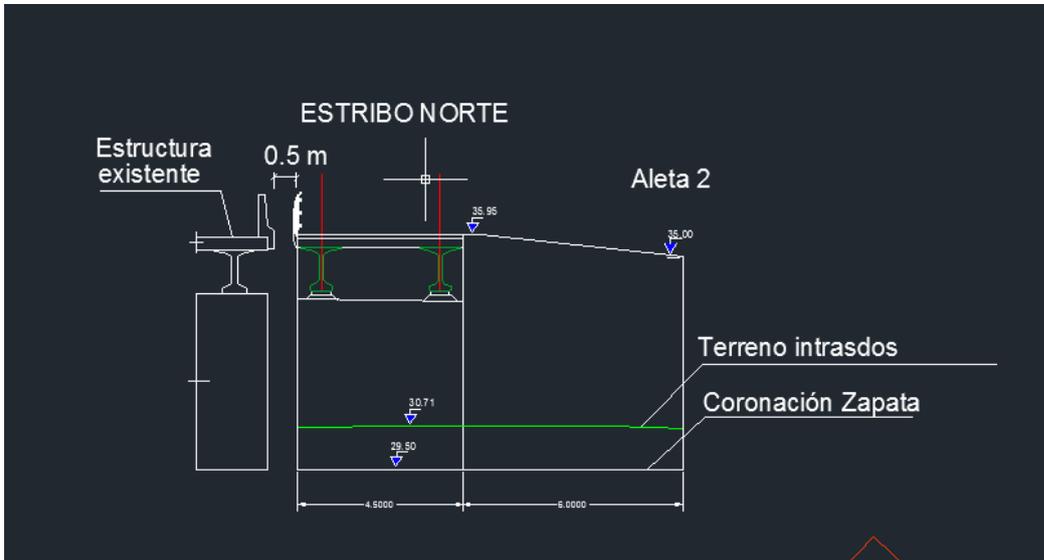


Figura 7

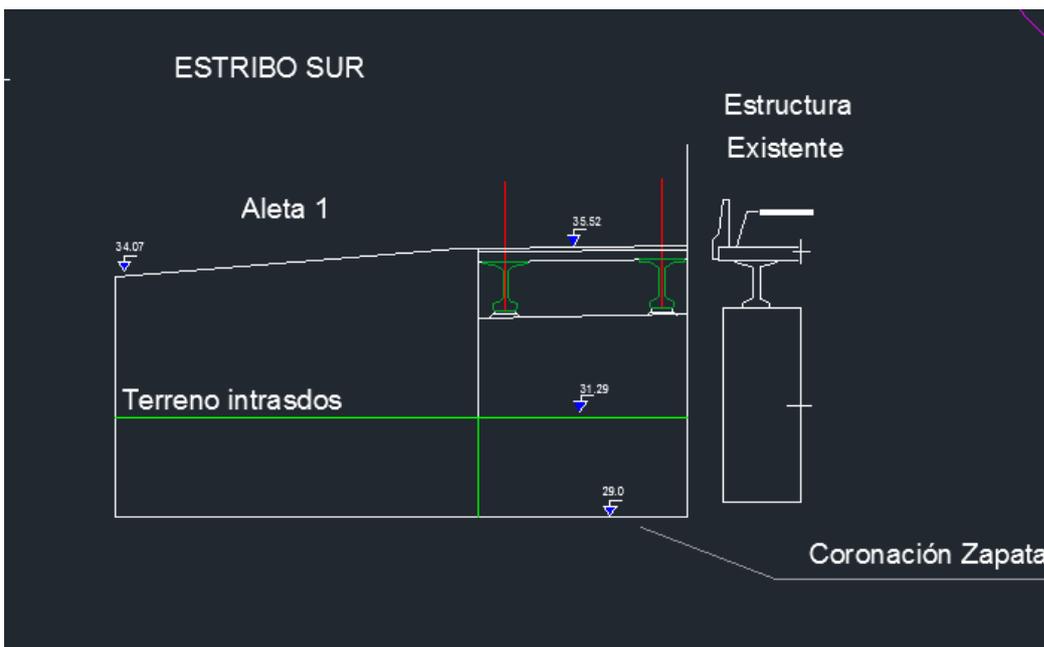


Figura 8

Para el replanteo de los estribo la principal condición es la distancia que hay desde la coronación del tablero hasta la solera de la riera.

Esta distancia es en el estribo Norte de 5.24 metros y en el estribo sur de 4.23 no obstante se opta por bajar la coronación de la zapata en los dos estribo hasta la cota 29,50 y 29 respectivamente. Pues es la cota donde el estudio geotécnico da unas características del terreno mejores. Posteriormente se rellena de tierras el intradós hasta la cotas 35 en el estribo Norte y 35.52 en el estribo Sur.

7-PROCESO CONSTRUCTIVO

En el perfil longitudinal del carril bici, no es necesario hacer ningún terraplén de envergadura, pues el carril tiene 2,5 metros de ancho y la meseta de la autovía A2 da el ancho necesario.

Resumen del proceso de construcción de los dos estribos

1. Tablestacado de 5 o 6 metros mediante hincado sin vibración para que no afecte a la estructura del puente contiguo. No obstante cabe la posibilidad de adoptar una solución con micropilotes. En la figura 9 se muestran la dirección de colocación de las mismas y en el Documento N°2-Planos- se muestra con más detalle su colocación exacta. La colocación del tablestacado es para que no se desmorone la base de la atovía, mientras se hacen las operaciones de excavado.



Figura 9

2. Demolición de las aletas del puente vecino.
3. Desmonte del terraplén "Figura 10" y excavación hasta la cota 29,40 m estando esta cota un metro por debajo del cauce de la riera que es la cota 30,47m.



Figura 10

4. Construcción de zapatas, estribos y aleta in situ.
5. Importante formalizar la junta entre el estribo y la aleta para que formen un único elemento y no haya deformaciones diferenciales.
6. Vertido de relleno con su correspondiente compactación en el trasdós del estribo y retirada de las tablestacas o micro pilotes.

Resumen proceso constructivo tablero.

1. Prefabricación de las dos vigas en doble T, importante hacer la transferencia del pretensado a los 28 días, no obstante corre a carga del prefabricado utilizar algún tipo de aditivo para que alcance la resistencia requerida antes. Este proceso será simultáneo a la construcción de los estribos.
2. Colocación de neoprenos.
3. Colocación de las vigas en doble T, este proceso precisa de grúa y un camión de doble eje para el transporte de la viga, por lo que se requerirá su estacionamiento durante un franja de tiempo en uno de los carriles de la A2, este proceso se hará en horario nocturno y señalizando debidamente el estacionamiento de dicho camión.

4. Colocación de las prelasas colaborantes.
5. Colocación de la ferralla de losa.
6. Vertido de la losa, es importante verter primero la parte central de la losa "Figura 11" para que no se creen inestabilidades de vuelco.



Figura 11

7. Colocación de la barandilla o pretil.
8. Vertido del pavimento.
9. Acabados como pintura.



8-CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

El anejo geotécnico utilizado para el cálculo de estribos ha sido proporcionado por el tutor.

Se trata de una nota técnica, en la que la empresa Eurogeotécnica, hace un recalcu de la tensión admisible del terreno a partir de un estudio geotécnico más extenso.

No obstante los datos de esta nota técnica son suficientes para el proyecto que nos ocupa, pues estos caracterizan al terreno a nivel del alcance de este proyecto. En esta nota técnica, está calculada la tensión admisible a la cota que decidimos colocar la zapata, pues en el estudio geotécnico más extenso, expone que colocarla a otra cota supondría un decremento de la tensión admisible.

Únicamente se nos proporciona las características de la posición del estribo norte, es por ello que únicamente se realiza el cálculo de este estribo, no obstante se prevé un estribo sur similar al calculado.

Los datos más relevantes son los siguientes:

- A. Se trata de un terreno limoso-arenoso
- B. El terreno tiene un peso específico de 19 KN/m³
- C. El ángulo de rozamiento es de 30°
- D. Tiene una cohesión nula.
- E. La tensión admisible a la cota de cimentación es de 2,4 KN/m².

La información más extensa se encuentra en el Anejo N°2-Geotecnia-

9-MODELIZACIÓN

Se resumen a continuación como se han elaborado los cálculos, cualquier dato o resultado que no se muestre en las siguientes líneas podrán ser consultados en el Anejo N°3-Calculo estructural-.

9.1 Vida útil de la estructura

La estructura se ha diseñado para una vida útil de 100 años conforme a lo dispuesto en la EHE-08. Que define que deberá de ser esta la vida útil, para puentes de longitud igual o superior a 10 metros.

9.2 Durabilidad

Debido al emplazamiento de la obra, la clase de exposición elegida es la IIa.

Esta condición limita sobre todo las aperturas de fisuras que pudieran aparecerle al hormigón. Permittiéndonos la EHE-08 una apertura máxima de 0.2 mm. No obstante para facilitar el cálculo de la armadura activa. Decidimos que la sección este a descompresión.

9.3 Materiales utilizados

MATERIAL	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTES
HORMIGÓN LOSA DE COMPRESIÓN	HA-30/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1,5$
HORMIGÓN VIGAS EN DOBLE T	HP-45/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1,5$
HORMIGÓN DE ESTRIBOS	HA-25/B/20/IIa	ESTADÍSTICO	$\gamma_c = 1,5$
ACERO PASIVO	B-500-S	ESTADÍSTICO	$\gamma_s = 1,15$
ACERO ACTIVO	Y 1860 S7	ESTADÍSTICO	$\gamma_s = 1,15$
EJECUCIÓN		ESTADÍSTICO	$\gamma_g = 1,35$ $\gamma_q = 1,15$

9.4 ACCIONES UTILIZADAS

Con el objetivo de detallar las acciones que afectaran a la estructura, se muestra a continuación un cuadro resumen de todas las que afectan al tablero. Su obtención se muestra detalladamente en el apartado 3.2.1 del anejo de cálculo.

CUADRO RESUMEN DE ACCIONES TABLERO		
ACCIÓN	CARGA	UNIDAD
PESO PROPIO VIGA	19,99	Kn/m
PESO PROPIO LOSA	28,125	Kn/m
PAVIMENTO	10	Kn/m
S.C.U vertical	22,5	Kn/m
VIENTO vertical	10,85	Kn/m
NIEVE	1,44	Kn/m
BARANDILLA	12	KN

A continuación se muestran un resumen de todas las acciones que afectan al diseño del estribo, para corroborar la obtención de tales acciones están disponibles en el apartado 9.1 del anejo de cálculo.

CUADRO RESUMEN DE ACCIONES ESTRIBO		
ACCIÓN	CARGA	UNIDAD
PESO PROPIO ESTRIBO	220	Kn/m de estribo
PESO PROVENIENTE SUPERESTRUCTURA	130	Kn/m de estribo
CARGAS MUERTAS SUPERESTRUCTURA	63	Kn/m de estribo
EMPUJE TERRENO	150	Kn/m de estribo
CARGAS VARIABLES DE LA SUPERESTRUCTURA	99	Kn/m de estribo
FUERZAS HORIZONTALES CABEZA	23,2	Kn/m de estribo

9.5 BASES DE LA COMBINACIÓN DE ACCIONES.

Para la correcta combinación de acciones se ha utilizado la IAP-11 donde.

Cada combinación, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable predominante y una o varias acciones variables concomitantes.

Se han planteado para el cálculo del tablero tres hipótesis o combinaciones de carga, a las que puede verse afectada la estructura y son las siguientes:

- **Momento de tesar:** Es en el momento en el que se transfiere la carga de pretensado a la viga, por lo que solo actúan la acción del:
 - peso propio de la viga

- pretensado característico inicial(P_{ki})

- **Vertido de la losa:** Es en el momento que se han colocado las vigas en obra y se ha colocado las prelosas de encofrado perdido, entonces se vierte el hormigón, pero en esta hipótesis de carga el hormigón está fraguando y no colabora. por lo que las acciones que actuarán serán:
 - Peso propio de la viga.
 - Peso propio de la losa.
 - la acción del viento puesto que el tablero ya está colocado y ofrece resistencia al viento.
 - Pretensado característico inicial, puesto que habrá habido muy pocos pérdidas en el momento de la colocación

- **Servicio:** Es en el instante que se han colocado todas las cargas muertas y se pone en funcionamiento la obra, por lo que pueden actuar todas las acciones previstas. Las acciones son las siguientes:
 - Peso propio de la viga.
 - Peso propio de la losa.
 - Acción del viento.
 - Sobrecarga de uso, al implementar la fórmula de las combinaciones poco probables y frecuentes esta acción la hemos tomado como la acción variable predominante, ya que su valor es el mayor de todas las acciones variables de este modo nos quedamos del lado de la seguridad.
 - Nieve.
 - Viento.
 - Pretensado característico tras las pérdidas.

Para el cálculo del estribo se plantean otras tres hipótesis, son las siguientes:

- Momento en el que se ha terminado la construcción del estribo pero aún no se han colocado las vigas.
- Momento de servicio en el que actúan todas las fuerzas.
- Momento extremo en el que puede haber una cota de dos metros de aguas en el intradós, dato obtenido de un estudio hidrológico proporcionado por el tutor.

9.6 MODELOS

9.6.1 CÁLCULO DE LA ARMADURA ACTIVA.

Se plantea un modelo, mediante comprobación tensional en el borde inferior de la viga, en el borde superior de la viga y en el borde superior de la losa.

Los condicionantes para estas comprobaciones son los siguientes:

- a) Las condiciones impuesta por las limitaciones relativas al Estado Límite de Fisuración, que se establece en la EHE-08, limitando las tensiones máximas de compresión y tracción.
- b) Las restricciones geométricas derivadas de respetar los recubrimientos mínimos.
- c) La variación de la fuerza de pretensado, en cada sección, debida a las pérdidas instantáneas y diferidas a la consideración de los coeficientes de seguridad de las acción del pretensado en servicio.

Las limitaciones tensionales son las siguientes:

Las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir: $\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck,j}$

La limitación de tracción en el hormigón debe cumplir: $\sigma \geq 0$

Para ello hemos utilizado una hoja de cálculo (Excel) y se ha realizado un cálculo evolutivo hasta que cumplir con todas las limitaciones anteriormente expuestas.

Hemos partido de una sección escogida de la empresa de prefabricados Ingremaes, S.L de 1,2 metros de canto, se elige este canto, porque el puente vecino tiene un canto similar, de esta forma conseguimos una mayor estética.

Para la comprobación tensional es necesario saber que el momento actuante en las secciones, debido a las acciones verticales, va variando a lo largo de toda la longitud, siendo de menor valor conforme me acerco a los apoyos. Mientras que el esfuerzo axil producido por la fuerza de pretensado y debido a la excentricidad del cable provoca un momento en la sección para compensar el producido por las acciones verticales. Siendo este momento de valor constante a lo largo de todas las secciones.

EL cálculo completo viene recogido en el Anejo N°3-Calculo estructural-

Por lo que es necesario envainar los cables, en diferentes tramos. De esta forma conseguimos que no colabores con el hormigón y no se transfiera el esfuerzo al mismo. Evitando que provoque un momento excesivo que a su vez provoque tensiones no deseadas que incumplan las limitaciones tensionales.

EL cálculo completo viene recogido en el Anejo N°3-Calculo estructural-

9.6.2 CALCULO DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO SOLICITACIONES NORMALES

Se ha empleado la herramienta del prontuario informático de la EHE para su comprobación.

Se introducen como datos las características geométricas de la sección, y características de los materiales, datos de durabilidad, y el momento tras la combinación de acciones en ELU. Se ha escogido la sección de centro luz para este análisis pues al ser una viga biapoyada es la más desfavorable.

Es importante reseñar que en el cálculo se plantea la hipótesis de que toda la sección viga-losa, es un hormigón de 45Mpa. Nos quedamos del lado de la inseguridad.

No obstante cumple holgadamente este estado límite último por lo que las armaduras pasivas dispuestas son las mínimas, según lo dispuesto en la EHE.

El cálculo viene recogido en el anejo de cálculo.

9.6.3 CALCULO DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE CORTANTE

Se han hecho las comprobaciones recogidas en el EHE-08.

Este estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción.

Por lo que se ha comprobado que cumple simultáneamente las siguientes condiciones:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

donde:

V_{rd} esfuerzo efectivo de cálculo

V_{u1} esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma

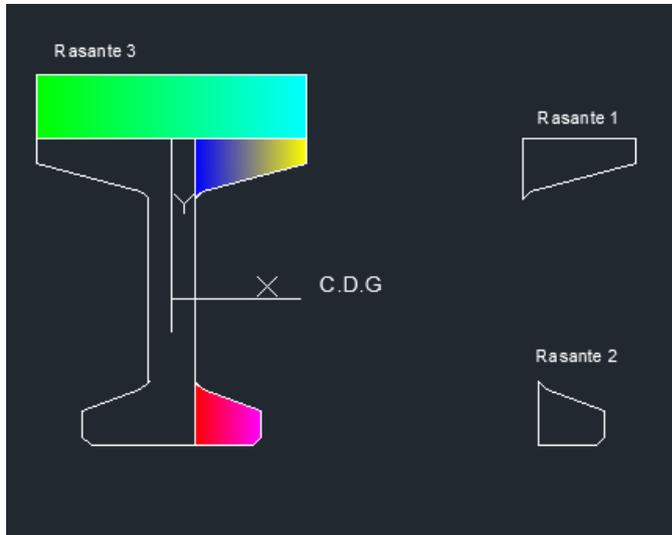
V_{u2} esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

Como el volumen de hormigón de la viga, no es el necesario para cumplir la comprobación de $V_{rd} \leq V_{u2}$. Es necesario colocar armadura transversal (cercos).

El cálculo completo viene recogido en el anejo de cálculo.

9.6.4 DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE SOLICITACIONES POR ESFUERZO RASANTE.

Se plantea comprobar la rasante en las siguientes zonas de la sección completa.



Tras un cálculo con una formulación simplificada obtenemos la armadura que debemos disponer en esas zonas.

El cálculo viene recogido en el anejo de cálculo.

9.6.5 CALCULO DEL ESTADO LÍMITE DE SEVICIO DE DEFORMACIONES

Se ha utilizado como herramienta, el prontuario de la EHE.

Se diferencian las diferentes deformaciones que aparecen según va evolucionando el proceso constructivo. De las siguientes formas.

- En el momento de la transferencia de pretensado, tiene en cuenta las características mecánicas de la sección de la viga. Tanto para la flecha instantánea como para la flecha diferida
- En el momento del vertido de la losa, se tiene en cuenta para la flecha instantánea, las características mecánicas de la viga, y para la flecha diferida las características mecánicas del conjunto viga-losa.
- En el momento de servicio, la losa colabora de manera resistente con la viga, incrementando su inercia y disminuyendo así las posibles deformaciones, es por ello que se ha tenido en cuenta las características mecánicas del conjunto viga losa.

El cálculo completo viene recogido en el anejo de cálculo.



9.6.6 CALCULO DEL DE TRANSVERSAL DE LA LOSA

Se ha analizado la sección transversal como una viga biapoyada, con voladizos en sus extremos de 0,75 metros y un vano central de tres metros.

Se ha utilizado un método de cálculo simplificado a mano para la obtención de los esfuerzos y combinación de acciones, siendo las secciones características las de centro luz y apoyos, realizando posteriormente el análisis de estado límite último para la obtención de acciones mediante el prontuario informático de la EHE.

9.6.7 CALCULO DE ESTADO LÍMITE DE EQUILÍBRIO DE LOS ESTRIBOS.

Para su modelización se han utilizado un cálculo mediante hoja de cálculo y se ha comprobado los resultados posteriormente mediante un modelo en CYPE.

Los factores de seguridad utilizados para la comprobación, son los siguientes.

- Factor de seguridad frente al deslizamiento $FSD = 1.5$
- Factor de seguridad al vuelco $FSV = 2$
- Coeficiente de fricción entre muro y suelo 0.6

En la modelización en CYPE, se ha hecho una aproximación, del punto de aplicación de las cargas horizontales provenientes de la superestructura. En el que se ha estimado que las cargas actúan en la coronación del muro. Cuando en la realidad actúan a 1.6 metros de la coronación del alzado del muro.

10-RESULTADOS OBTENIDOS.

10.1-Tablero.

Partiendo una sección de referencia, el objetivo principal era dotar a la viga de acero tanto pasivo como activo, para resistir las acciones que el hormigón por sí mismo no es capaz de resistir.

Resumen resultados.

- Acero activo; se dispondrán 25 cordones de 0,6 pulgadas de diámetro en el ala inferior. Distribuidos de la siguiente manera, 15 de ellos estarán a una distancia de 0.04 m desde la superficie del ala inferior. 10 de ellos estarán a una distancia de 0.09 m desde la superficie del ala inferior.

Se colocan tres cordones de 0,6mm pulgadas a 0.04 pulgadas de la superficie del ala superior. Estos cordones se colocan para compensar el momento creado por cordones del ala inferior en el momento en el que la viga se encuentra sin las acciones de cargas muertas y variables.

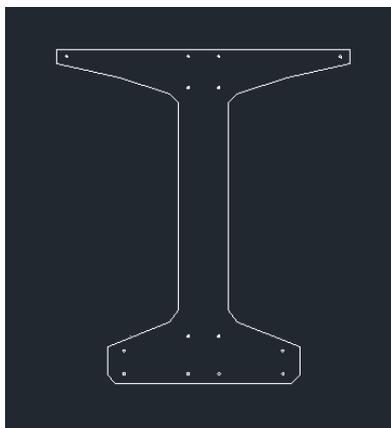
La fuerza que se le deberá introducir al gato es de 4800 KN, esta fuerza ira variando a lo largo del tiempo debido a las perdidas instantáneas y diferidas. Este hecho se ha tenido en cuenta en los cálculos

Se puede ver más detallado en el Documento 2-Planos

- Acero pasivo longitudinal; debido a que la sección esta pretensada y esta calculada a descompresión, en servicio, no aparecen tracciones en ninguna de las fibras de la sección, es por ello que la armadura a disponer, es la mínima, escogiéndola en lugares claves para darle consistencia a la sección.

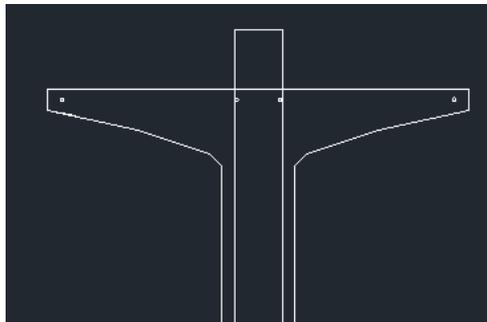
El esquema de armado es el siguiente

Se puede ver más detalladamente en el Documento 2-Planos



El diámetro de las barras es de 8 mm

- Acero transversal, cercos.
 - Cercos de cortante, debido a la variación de esfuerzo cortante que hay a lo largo de la viga, el armado para resistir este esfuerzo también va variando a lo largo de la misma. De forma que se secciona la viga en diferente tramos siendo el resultado el siguiente.
 - Una barra del diámetro 12mm colocada transversalmente cada 20 cm desde 0 a 1.48 metros desde el inicio de la viga.
 - Una barra del diámetro 10 mm colocada transversalmente cada 20 cm los 3.46 metros siguientes.
 - Una barra del diámetro 8 mm colocada transversalmente cada 20 cm los 8.43 metros siguientes.Para comprender mejor este armado dirigirse al Documento Nº 3- Planos
 - Cercos de rasante. Este esfuerzo es proporcional al esfuerzo cortante, por lo que el área necesaria también va variando a lo largo de la viga. En el documento Nº2 Planos viene especificado como se deben colocar. Es importante reseñar, que se ha decidido prolongar la armadura a cortante, por encima del ala inferior como se muestra en la figura



De esta forma concommita a resistir el esfuerzo rasante entre la viga-losa, consiguiendo que la armadura a disponer para resistir este esfuerzo sea menor, ver detalle de esta armadura.



- Armadura de la losa.
Debido a que únicamente tiene 4.5 metros en sección, al analizarla como una losa biapoyada, con una distancia de únicamente 3 metros entre apoyos. La armadura necesaria transversal como longitudinal es la mínima.

10.2 Estribos

Resumen del estado límite de equilibrio.

Para encajar las dimensiones del alzado del muro y las dimensiones de la zapata se ha tenido que iterar hasta que cumplir con las limitaciones de deslizamiento, vuelco y tensiones sobre el terreno. Todos los resultados cumplen con las limitaciones nombradas en el apartado 6.4.5 de esta memoria. Los resultados de las tres hipótesis descritas son las siguientes:

Hipótesis 1. En el momento de construcción de la viga

-Factor de seguridad al deslizamiento es 1,582

-Factor de seguridad al vuelco: 3.629

Hipótesis 2. En servicio

-Factor de seguridad al deslizamiento es 1,669

-Factor de seguridad al vuelco: 2,976

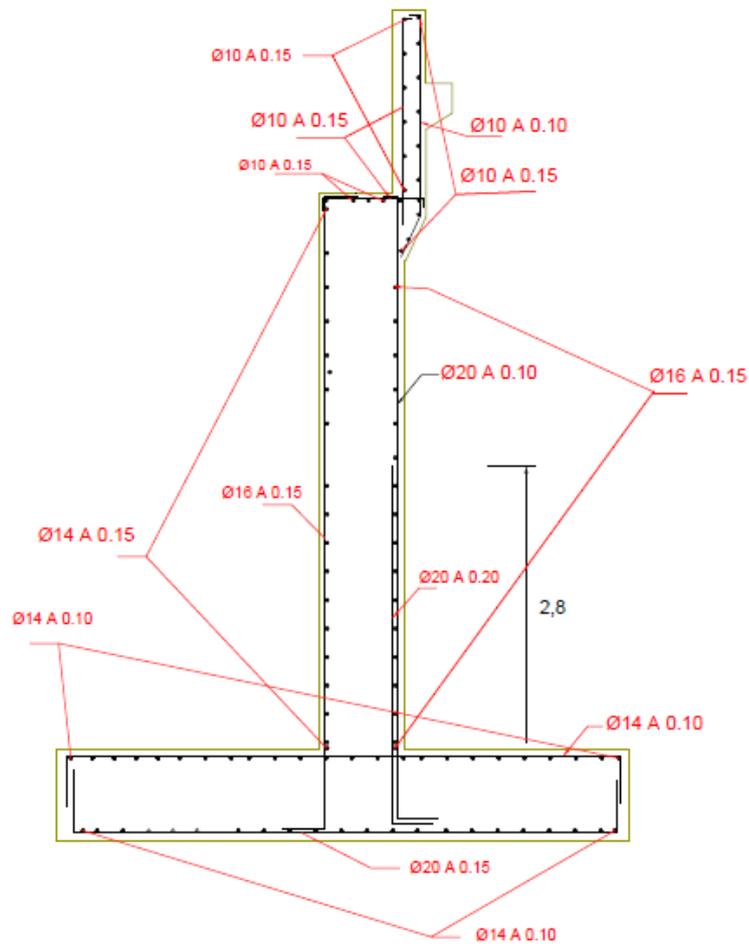
Hipótesis 3. En el momento que puede haber presión de agua en el intradós

-Factor de seguridad al deslizamiento es 1,571

-Factor de seguridad al vuelco: 2,839

La obtención de estos parámetros de seguridad están expuestos en el anejo de cálculo.

A continuación se muestra un resumen de los resultados del armado propuesto, para que además de cumplir las condiciones de vuelco, deslizamiento y hundimiento. Cumpla las condiciones resistentes.



11-CONCLUSIONES

En este apartado se pretende resumir los aspectos de mayor relevancia a la hora de elaborar el trabajo.

A continuación se resumen punto a punto:

-En relación al análisis de flechas, cabe destacar que la viga en el momento de la transferencia del pretensado adquiere una contra flecha de 39,9 mm. Más tarde con la acción de todas las demás cargas a lo largo del proceso constructivo adquiere una flecha positiva de 2,9 mm. Quedando de esta manera el tablero del puente prácticamente horizontal.

-EL encaje del pretensado ha sido problemático, porque no se disponía de ninguna herramienta para la resolución de este problema. En un principio se iba a usar la herramienta del diagrama de magnel, pero esta herramienta no tenía en cuenta la variación de características mecánicas a lo largo del proceso constructivo. Por lo que me decante por un cálculo de comprobación tensional.

Las pérdidas diferidas son estimadas, porque para su cálculo se necesita datos, que debe proporcionar el fabricante, de los cuales no disponíamos. La estimación es de un 16% de pérdida diferida y un 10% de instantáneas.

-No se proporciona un estudio de soluciones previo, para decidir de qué material era más oportuno colocar la pasarela. Se optó por la solución de hormigón armado, pero quizás haber utilizado otro material hubiera sido mejor, porque la acción del peso propio se convierte en una acción muy importante en proporción a las cargas.

-Queda fuera del alcance de este proyecto, el cálculo de las armaduras de refuerzo en la sección de anclaje de los cordones, no obstante son necesarias.

-La losa apenas tiene esviaje en plana, por lo que en los modelos elegidos se diseña como si el tablero no tuviera ningún esviaje.

-El problema principal del diseño del estribo, era la mala calidad del terreno que únicamente soportaba una tensión admisible de 240 KN/m².

En primer un primer pre dimensionamiento, se eligió una relación de la dimensión de la puntera de $B/3$ donde B era el ancho de la zapata. Pero la tensión a transmitir por la zapata en el extremo de la puntera era de un valor que no aguantaba el terreno, Es por ello que incrementamos la puntera hasta llegar a un máximo en el que también cumpla con el factor de seguridad frente a deslizamiento. Puesto que cuanto más puntera y menos talón este coeficiente disminuye. Debido a que si recortamos el talón tiene menos peso de tierras por encima y el rozamiento disminuye.