
Anejo nº6:

CÁLCULOS ESTRUCTURALES



ÍNDICE DEL DOCUMENTO

1	GENERALIDADES.....	1
1.1	OBJETO DEL PRESENTE ANEJO	1
1.2	CONDICIONANTES Y LIMITACIONES	1
1.3	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA	1
2	BASES DE CÁLCULO.....	1
2.1	NORMATIVA DE APLICACIÓN.....	1
2.2	ESTADO LÍMITE DE DURABILIDAD	2
2.2.1	Vida útil	2
2.2.2	Ambiente.....	2
2.2.3	Resistencia.....	2
2.2.4	Recubrimientos	3
2.3	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	3
2.4	CARACTERÍSTICAS DEL CIMIENTO	4
2.5	ACCIONES.....	4
2.5.1	Acciones permanentes	4
2.5.1.1	Acciones permanentes de valor constante (G)	4
2.5.1.1.1	Peso propio	4
2.5.1.1.2	Cargas muertas	4
2.5.1.2	Acciones permanentes de valor no constante (G*)	4
2.5.1.2.1	Presolicitaciones	4
2.5.1.3	Acciones reológicas.....	5
2.5.1.4	Empuje del terreno	5
2.5.2	Acciones variables (Q)	5
2.5.2.1	Sobrecarga de uso (tráfico y peatones).....	5
2.5.2.1.1	Cargas verticales	5
2.5.2.1.1.1	Sobrecarga uniforme.....	5
2.5.2.1.1.2	Vehículos pesados	6
2.5.2.1.1.3	Zonas de uso peatonal	6
2.5.2.1.2	Fuerzas horizontales (Frenado y arranque)	6
2.5.2.1.3	Sobrecarga en terraplenes.....	6
2.5.2.1.4	Empuje sobre barandillas y barreras	6
2.5.2.2	Acciones térmicas	6
2.5.3	Acciones accidentales (A)	6

2.5.3.1	Impactos	6	4.4	ARMADURAS MÍNIMAS	16
2.5.3.2	Acción sísmica.....	6	4.4.1	Cuantía mínima geométrica	16
2.5.4	Acciones indirectas	7	4.4.2	Cuantías mecánicas.....	16
2.6	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	7	4.4.3	Armadura transversal mínima.....	17
2.6.1	Estados límite últimos.....	7	4.4.4	Armadura mínima a disponer	17
2.6.1.1	Coeficientes parciales de seguridad de los materiales	7	5	ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA LA SUBESTRUCTURA	17
2.6.1.2	Coeficientes parciales de seguridad de las acciones.....	7	5.1	ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS OBTENIDOS	17
2.6.2	Estados límite de servicio.....	8	5.1.1	Muro frontal	17
2.6.2.1	Coeficientes parciales de seguridad de los materiales	8	5.1.2	Aletas.....	18
2.6.2.2	Coeficientes de seguridad de las acciones	8	5.1.3	Zapata.....	18
2.7	COMBINACIÓN DE LAS ACCIONES.....	8	5.1.4	Conclusión	20
2.7.1	Coeficientes de combinación	8	5.2	COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS	20
2.7.2	Estados límite últimos.....	8	5.2.1	Estado límite de deslizamiento	20
2.7.3	Estados límite de servicio.....	9	5.2.2	Estado límite de vuelco	20
3	MODELO ESTRUCTURAL	9	5.2.3	Estado límite de hundimiento	20
3.1	PROGRAMAS EMPLEADOS	9	5.2.4	Estado límite de asientos	20
3.2	MODELO DE CÁLCULO DEL TABLERO.....	10	5.3	COMPROBACIONES ESTRUCTURALES.....	21
3.3	MODELO DE CÁLCULO DE LOS ESTRIBOS	10	5.3.1	Estado límite de flexión	21
4	ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA LA SUPERESTRUCTURA.....	11	5.3.2	Estado límite de fisuración	21
4.1	FUERZA DE TESADO.....	11	5.3.3	Estado límite de cortante	22
4.2	ANÁLISIS DE LOS ESFUERZOS OBTENIDOS	12	5.3.4	Estado límite de deformaciones.....	22
4.2.1	Diagramas de esfuerzos en las vigas.....	12	5.4	APARATOS DE APOYO	23
4.2.2	Esfuerzos en la losa	13	5.4.1	Características de los aparatos de apoyo.....	24
4.2.3	Conclusión	13	5.4.2	Comprobación de los aparatos de apoyo	24
4.3	COMPROBACIONES REALIZADAS.....	13	5.4.2.1	Compresión media máxima	24
4.3.1	Comprobaciones estructurales de los Estados Límite de Servicio (ELS).....	13	5.4.2.2	Seguridad al deslizamiento.....	24
4.3.1.1	ELS de encaje tensional	13	5.4.2.3	Distorsión máxima admisible.....	25
4.3.1.2	ELS de deformaciones	13	5.4.2.4	Rotación máxima admisible.....	25
4.3.2	Comprobaciones estructurales de los Estados Límite Últimos (ELU)	14	5.4.2.5	Estabilidad en el aparato de apoyo	25
4.3.2.1	ELU de agotamiento frente a sollicitaciones normales.....	14	5.4.2.6	Espesor de las chapas de acero	25
4.3.2.2	ELU de agotamiento frente a cortante.....	14	5.4.2.7	Limitación de la tensión tangencial	25
4.3.2.3	ELU de rotura por esfuerzo rasante	15	5.5	JUNTAS DE DILATACIÓN	26
4.3.2.3.1	Rasante viga-losa	15	6	CONCLUSIÓN	26
4.3.2.3.2	Rasante alas	15			
4.3.2.4	ELU de rotura por flexión en la losa	15			
4.3.3	Otras comprobaciones en la superestructura	16			
4.3.3.1	Cálculo de la armadura de refuerzo en anclajes	16			
4.3.3.2	Cálculo en transporte	16			

1 Generalidades

1.1 Objeto del presente anejo

El objeto del presente anejo es el de definir y calcular todos los elementos que componen la estructura del puente sobre el Río Seco y su cimentación, incluido dentro del presente proyecto de construcción.

Para el dimensionamiento de todos los elementos que componen la estructura se han realizado todos los cálculos necesarios, obteniéndose las dimensiones y armados según lo establecido en la normativa vigente, cuya relación se detalla en el *Epígrafe 2: Bases de cálculo*.

1.2 Condicionantes y limitaciones

Los condicionantes y limitaciones a tener en cuenta se pueden consultar en el *Anejo 3: Estudio de soluciones*.

1.3 Descripción general de la estructura

La sección transversal del puente consta de:

- Aceras de 3 m de anchura.
- 2 carriles, uno por sentido, de 3,5 m de anchura.
- Barandilla de protección en borde exterior de aceras.
- Pretil para encauzamiento del tráfico en el borde interior de las aceras.

Como se ha desarrollado en el estudio de soluciones, dada la luz a cubrir y la localización del puente, se opta por una estructura sencilla y de rápida ejecución que minimice la afección al cauce y a los vecinos de la zona.

Por ello, se opta por un tablero conformado por tres vigas artesa pretensadas, prefabricadas, que apoyarán sobre los estribos laterales, sin apoyos intermedios. Sobre dichas vigas se ejecutará una losa de hormigón armado de 25 cm de espesor.

La estructura está formada por un único vano de 41,50 m de luz entre ejes de apoyos. Las secciones de cada elemento son:

- Tablero: Losa de 25 cm de canto y 13 m de anchura.
- Vigas artesa pretensadas: prefabricadas, de 42,7 m de luz y 2,10 m de canto.
- Neoprenos zunchados para apoyo de vigas sobre los estribos.
- Estribos de hormigón armado cimentados sobre zapatas.

Con respecto al trazado en planta la estructura es recta, y en alzado posee una pendiente de -0,2%.

2 Bases de cálculo

2.1 Normativa de aplicación

Para la redacción del presente documento se han considerado las siguientes normas e instrucciones:

- IAP-2011. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de fomento.

Se ha utilizado en la determinación de los valores característicos, representativos y del cálculo de las acciones a considerar en el puente, así como las combinaciones pertinentes.

- NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente.
- NCSP-07. Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes.

Empleadas para la consideración de la acción sísmica.

- EHE-08. Instrucción Española de Hormigón estructural.
- UNE-EN 1992-1-1: Eurocódigo 2: proyecto de estructuras de Hormigón.

Para el cálculo y comprobación de los estados límite últimos y de los estados límite de servicio de los elementos estructurales de hormigón armado y pretensado, así como la determinación de las características mecánicas y estructurales de los mismos.

- Guía de cimentaciones en obras de carretera (2009).

Se ha utilizado, junto a la EHE-08 expuesta anteriormente, para el dimensionamiento y comprobación de los elementos de cimentación.

2.2 Estado límite de durabilidad

2.2.1 Vida útil

Se considera para el diseño y cálculo de la estructura una vida útil de 100 años, que se corresponde con “Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta”.

Tabla 5 Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura ⁽¹⁾	
Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

⁽¹⁾ Cuando una estructura esté constituida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.
⁽²⁾ En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc.). En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años.

Figura 1. Tabla 5 de la EHE-08.

2.2.2 Ambiente

En primer lugar, será necesario determinar el ambiente y la clase de exposición. Para ello se emplea la tabla 8.2.2 de la EHE:

Clase general de exposición				Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras	
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso	DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
No agresiva		I	Ninguno	– Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. – Elementos de hormigón en masa.	– Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	– Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. – Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos enterrados o sumergidos.	– Elementos estructurales en sótanos no ventilados. – Cimentaciones. – Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. – Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	Ilb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	– Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	– Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. – Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIla	Corrosión por cloruros	– Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. – Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km).	– Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. – Puentes en las proximidades de la costa. – Zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIlb	Corrosión por cloruros	– Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.	– Zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIlc	Corrosión por cloruros	– Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas.	– Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral. – Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	– Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. – Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.	– Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. – Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. – Estaciones de tratamiento de agua.

Figura 2. Tabla 8.2.2 de la EHE-08.

En este proyecto las estructuras de hormigón serán el tablero del puente y los estribos, siendo en el primer caso hormigón pretensado, y armado en el segundo. Además, la precipitación media anual en la ciudad de Castellón de la Plana es de aproximadamente 434 mm.

Teniendo estos factores en cuenta, el ambiente de cada uno de los elementos que componen la estructura es:

- Tablero y estribos: por tratarse del tablero de un puente, ubicado en una zona de precipitación media anual inferior a los 600 mm, el ambiente a considerar será el IIb.
- Cimentación: elementos enterrados, luego el ambiente a considerar es el Ila.

2.2.3 Resistencia

Una vez determinados los ambientes donde se ubicarán las estructuras de hormigón, se puede determinar la resistencia mínima que este debe tener, a partir de la siguiente tabla:

Tabla 373.2.b

Resistencias mínimas recomendadas en función de los requisitos de durabilidad (*)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Resistencia mínima (N/mm²)	Masa	20	—	—	—	—	—	—	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

(*)

Estos valores reflejan las resistencias que pueden esperarse con carácter general cuando se emplean áridos de buena calidad y se respetan las especificaciones estrictas de durabilidad incluidas en esta Instrucción. Se trata de una tabla meramente orientativa, al objeto de fomentar la deseable coherencia entre las especificaciones de durabilidad y las especificaciones de resistencia. En este sentido, se recuerda que en algunas zonas geográficas en las que los áridos sólo pueden cumplir estrictamente las especificaciones definidos para ellos en esta Instrucción, puede ser complicado obtener estos valores.

Figura 3. Tabla 37.3.2.b de la EHE-08

Por tanto, el hormigón armado a emplear deberá tener una resistencia de, al menos:

- 30 MPa en los elementos que componen el tablero y los muros de los estribos.
- 25 MPa en las cimentaciones.

Finalmente se opta por el empleo de hormigón HA-30 en los estribos y la losa del tablero, y HP-55 en las vigas artesa, materiales que cumplen con los condicionantes hasta aquí expuestos.

2.2.4 Recubrimientos

Una vez obtenida la resistencia del hormigón, procedemos a calcular los recubrimientos mínimos para las armaduras de los elementos de hormigón armado y pretensado.

Según la norma, el recubrimiento nominal mínimo se obtiene con la siguiente expresión:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta r$$

Dónde:

c_{nom} : Recubrimiento mínimo nominal

c_{min} : Recubrimiento mínimo exigido por la norma

Δr : Margen de recubrimiento en nivel de control de ejecución.

El valor del recubrimiento mínimo se puede determinar siguiendo lo indicado en la tabla 37.2.4.1.a de la EHE-08:

Tabla 37.2.4.1.a
Recubrimientos mínimos (mm) para las clases generales de exposición I y II

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón f_{ck} [N/mm²]	Vida útil de proyecto (t_p), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Figura 4. Tabla 37.2.4.1.a de la EHE-08.

- En las zapatas de cimentación el recubrimiento mínimo será de 25 mm.
- En la losa del tablero y estribos, el recubrimiento mínimo es de 30 mm.
- En las vigas en artesa el recubrimiento mínimo será de 25 mm.

El margen de recubrimiento en nivel de control de ejecución será de 0 mm para elementos prefabricados con control intenso de ejecución, 5 mm en caso de elementos ejecutados in situ con nivel intenso de control de ejecución, y de 10 mm para el resto de caso.

Tomando estas consideraciones en cuenta, en la siguiente tabla se pueden ver los recubrimientos nominales para cada elemento de la estructura:

Elemento de la estructura	Recubrimiento nominal c_{nom}
Vigas artesa	25 mm
Losa tablero y estribos	35 mm
Cimentaciones	30 mm

Tabla 1. Recubrimiento nominal para las armaduras pasivas.

Cabe destacar que en elementos hormigonados contra el terreno se deberá ampliar el recubrimiento.

2.3 Características de los materiales

Las características de los materiales considerados son las que se indican a continuación:

HORMIGÓN ARMADO

ESTRIBOS Y LOSA TABLERO

- Tipo HA 30/B/20/IIa
- Nivel de control Normal
- Resistencia característica f_{ck} 30 MPa
- Resistencia media f_{cm} 38 MPa
- Resistencia característica a tracción $f_{ct,k}$ -2 MPa
- Resistencia media a tracción $f_{ct,m}$ -2,9 MPa
- Módulo de elasticidad

Módulo de elasticidad inicial E_{co} 33.577,7 MPa

Módulo de elasticidad secante E_c 28.576,8 MPa

Módulo de Poisson ν_c 0,20

CIMENTACIÓN

- Tipo HA 30/B/20/IIb
- Nivel de control Normal
- Resistencia característica f_{ck} 30 MPa

• Resistencia media f_{cm}	38 MPa
• Resistencia característica a tracción $f_{ct,k}$	-2 MPa
• Resistencia media a tracción $f_{ct,m}$	-2,9 MPa
• Módulo de elasticidad	
Módulo de elasticidad inicial E_{co}	33.577,7 MPa
Módulo de elasticidad secante E_c	28.576,8 MPa
Módulo de Poisson ν_c	0,20

HORMIGÓN PRETENSADO

VIGAS ARTESA

• Tipo	HP 55/B/20/IIa
• Nivel de control	Normal
• Resistencia característica f_{ck}	55 MPa
• Resistencia media a tracción $f_{ct,m}$	-4,39 MPa

ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS

ESTRIBOS Y LOSA TABLERO

• Tipo	B 500 S
• Nivel de control	Normal
• Resistencia característica f_{yk}	500 MPa
• Módulo de elasticidad E_s	210.000 MPa

ACERO PARA ARMADURAS ACTIVAS

VIGAS ARTESA

• Tipo	Y1860S7
• Resistencia característica f_{yk}	1860 MPa
• Módulo de elasticidad E	193.878 MPa

RELLENO EN TRASDÓS

• Tipo	Granular
• Peso específico γ	18 kN/m ³
• Coeficiente de empuje activo K_a	0,30
• Coeficiente de empuje al reposo K_r	0,50

2.4 Características del cimiento

Para el dimensionamiento de la cimentación se han tenido en cuenta las características del terreno dadas en el *Anejo nº4: Estudio Geotécnico*.

2.5 Acciones

2.5.1 Acciones permanentes

2.5.1.1 Acciones permanentes de valor constante (G)

Las cargas permanentes son producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte del puente. Corresponden a acciones que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud.

Dentro de este grupo encontramos el peso propio y las cargas muertas. Sus valores se deducen de las dimensiones de los elementos especificados en los planos y de sus pesos específicos correspondientes.

2.5.1.1.1 Peso propio

Hace referencia al peso propio de los elementos estructurales. Para su cálculo se emplea la sección bruta, aplicándole el peso específico del material:

- Peso específico del hormigón 25,00 kN/m³

2.5.1.1.2 Cargas muertas

Son las debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre la estructura, tales como: pavimentos, barreras, barandillas... Se han considerado los siguientes valores característicos:

- Peso específico del hormigón 25 kN/m³
- Pavimento 24 kN/m³
- Barreras y barandillas 0,5 kN/m

Se ha tenido en cuenta en el cálculo, según cita la IAP-11, que para la acción debida al pavimento se deberán considerar dos valores extremos:

- Un valor inferior ($G_{k,inf}$) determinado con los espesores teóricos definidos en el proyecto.
- Un valor superior ($G_{k,sup}$) obtenido incrementando un 50% los espesores teóricos definidos en proyecto.

2.5.1.2 Acciones permanentes de valor no constante (G^*)

2.5.1.2.1 Presolicitaciones

En el término “presolicitaciones” se considerarán incluidas todas las formas posibles de introducir esfuerzos en una estructura antes de su puesta en servicio, con el fin de mejorar su respuesta frente al conjunto de solicitaciones a las que posteriormente se verá sometida.

Al considerar estas acciones se deberá tener en cuenta que, en la mayoría de los casos, la fluencia del hormigón reduce parcialmente las ventajas iniciales que incorporan, por lo que será imprescindible tener

en cuenta el valor de esta disminución en un instante de tiempo en que dicha fluencia se considere estabilizada.

La acción considerada dentro de este grupo es el Pretensado (definida en la instrucción como tipo P₁, es decir, pretensado interior dentro del canto).

2.5.1.3 Acciones reológicas

Las acciones reológicas se obtienen a partir de los valores característicos de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia.

La deformación debida a la retracción del hormigón es función de la humedad relativa del ambiente, del espesor ficticio de la pieza, de la cuantía de armadura, de las condiciones de amasado del hormigón y del tiempo transcurrido desde su puesta en obra. Bajo carga constante, se considera proporcional a la deformación elástica.

2.5.1.4 Empuje del terreno

En el cálculo de los elementos de contención de tierras se tienen en cuenta las acciones debidas al relleno del trasdós, considerando independientemente los efectos del peso del terreno y de los empujes.

El peso del terreno se determina aplicando al volumen de terreno que gravita sobre la superficie del elemento horizontal el peso específico del volumen del relleno vertido.

El empuje sobre los elementos estructurales se determinará de acuerdo con los conceptos geotécnicos, en función de las características del terreno y de la interacción terreno-estructura.

Con el fin de quedar del lado de la seguridad, se considerará empuje activo o empuje al reposo, según sea más desfavorable para los distintos esfuerzos que se estén analizando, con los valores indicados para estos con antelación.

En ningún caso en que su actuación sea desfavorable para el efecto estudiado el valor del empuje será inferior al equivalente empuje hidrostático de un fluido de peso específico 5 kN/m³.

Por último, para los asientos del terreno, sus valores se deducen de los parámetros o condiciones establecidas en el preceptivo estudio geotécnico, teniendo en cuenta las características del terreno, la tipología y geometría de la cimentación y las cargas transmitidas.

2.5.2 Acciones variables (Q)

2.5.2.1 Sobrecarga de uso (tráfico y peatones)

2.5.2.1.1 Cargas verticales

A efectos de la aplicación de la IAP-11, se define como plataforma del tablero de un puente de carretera a la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcones, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel calzada y comprendida entre bordillos de las aceras laterales del tablero cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretilos del tablero, para el resto de los casos.

A efectos de aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho w , se dividirá en n_l carriles virtuales, de anchura w_l cada uno, con el criterio que se define en la Tabla 4.1-a de la IAP-11.

TABLA 4.1-a DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES

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

Figura 5. Tabla 4.1-a de la IAP-11

Por tanto, en nuestro caso, los 7 metros de plataforma quedan divididos en 2 carriles virtuales de 3 metros cada uno y una anchura de área remanente de 1 metro. Estos carriles, denominados carril 1 y carril 2, se distribuirán para obtener la situación más desfavorable según la combinación y la comprobación pertinente a realizar.

2.5.2.1.1.1 Sobrecarga uniforme

El valor de la sobrecarga uniforme a definir en cada uno de los carriles virtuales viene definido en la tabla 4.1-b de la IAP-11:

TABLA 4.1-b VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE USO

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

Figura 6. Tabla 4.1-b de la IAP-11

Como se ha enunciado en el epígrafe anterior, la plataforma se divide en dos carriles virtuales. Por tanto, las sobrecargas uniformes serán de:

- Carril 1: $q_{1k} = 9,0$ kN/m².
- Carril 2: $q_{2k} = 2,5$ kN/m².
- Áreas remanentes: $q_{rk} = 2,5$ kN/m².

2.5.2.1.1.2 Vehículos pesados

De la misma tabla que en el caso anterior (tabla 4.1-b de la IAP-11), se extrae que la carga de los vehículos pesados es de:

- Carril 1: $2Q_{1k} = 600$ kN, distribuida como cuatro cargas puntuales de 150 kN.
- Carril 2: $2Q_{2k} = 400$ kN, distribuida como cuatro cargas puntuales de 100 kN.

El vehículo se representa con el eje longitudinal paralelo a la calzada, siendo la separación entre cargas en este sentido de 1,20 m, y en sentido transversal de 2,00 m.

Para las comprobaciones generales se supone cada vehículo pesado centrado en el carril virtual correspondiente. Sin embargo, para comprobaciones locales, cada vehículo se colocará transversalmente en la posición más desfavorable para la comprobación que corresponda cumpliendo las separaciones mínimas entre vehículos adyacentes que se muestra en la siguiente figura extraída de la IAP-11:

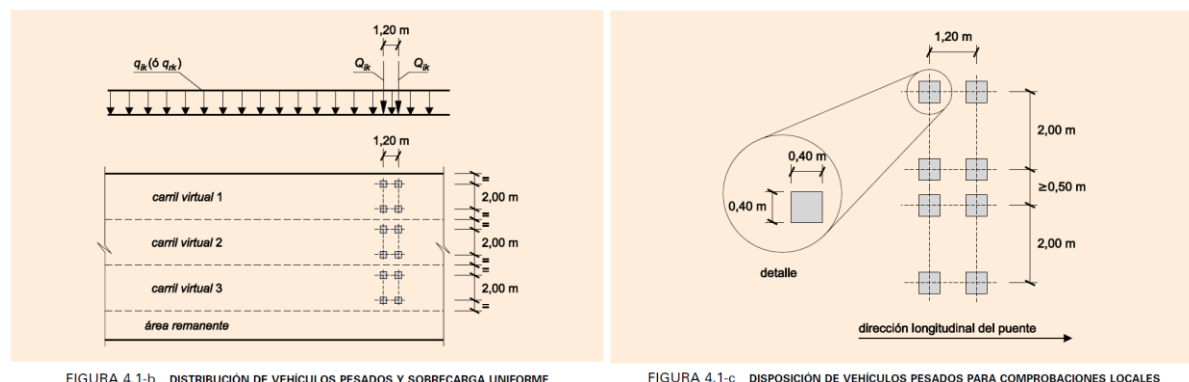


FIGURA 4.1-b DISTRIBUCIÓN DE VEHÍCULOS PESADOS Y SOBRECARGA UNIFORME

FIGURA 4.1-c DISPOSICIÓN DE VEHÍCULOS PESADOS PARA COMPROBACIONES LOCALES

Figura 7. Figuras esquemáticas de la distribución de cargas (Figura 4.1-b de la IAP-11).

2.5.2.1.1.3 Zonas de uso peatonal

Para las zonas de uso peatonal de puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá una sobrecarga uniforme de 5 kN/m^2 en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto en estudio.

2.5.2.1.2 Fuerzas horizontales (Frenado y arranque)

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una acción cuyo valor se estima según la siguiente expresión:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + 0,1q_{1k}w_1L = 472,05 \text{ kN}$$

Según la IAP-11, los valores mínimos y máximos para la acción de frenado que puede actuar sobre el tablero son:

$$180 \text{ kN} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

La acción de frenado y arranque, con los valores definidos en este apartado, se considerará aplicada en la dirección del eje de la plataforma del puente, y actuando a nivel de la superficie del pavimento, como una acción uniformemente distribuida en la longitud del puente.

2.5.2.1.3 Sobrecarga en terraplenes

A efectos del cálculo de empujes del terreno sobre elementos de la estructura en contacto con él, se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico, una sobrecarga uniforme de 10 kN/m^2 .

Esta sobrecarga se tendrá en cuenta únicamente en los casos en que las cargas producidas por el tráfico actúen a una distancia, medida en horizontal desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la altura del elemento de la estructura sobre el que actúa el empuje.

En determinados casos, deberán tenerse en cuenta los empujes locales debidos a la actuación de un eje del vehículo pesado del tren de cargas definido.

2.5.2.1.4 Empuje sobre barandillas y barreras

Esta acción tiene carácter local y, por tanto, solo se utilizará para la comprobación del elemento de contención y de sus anclajes, sin que se deba considerar a efectos de ninguna otra verificación de la seguridad general de la estructura.

2.5.2.2 Acciones térmicas

La componente de variación uniforme de temperatura depende de la temperatura efectiva (temperatura media en sus secciones transversales) mínima y máxima que pueda alcanzar el elemento en un periodo de tiempo determinado.

Su valor depende de la tipología estructural del elemento, sus dimensiones, los materiales que lo constituyen, y de los valores de la temperatura ambiente de la zona climática en que se vaya a ubicar el puente.

2.5.3 Acciones accidentales (A)

Se incluyen en este apartado aquellas acciones cuya probabilidad de actuación durante un periodo de referencia establecido es pequeña, pero cuya importancia puede ser considerable.

En este grupo se encuentran incluidas las siguientes:

2.5.3.1 Impactos

Se refiere al impacto de vehículos de carretera contra las pilas o elementos de sustentación del puente. En este caso, debido a que estos elementos se encuentran a la altura del lecho del río, no se considera.

Tampoco se considerará el impacto lateral de vehículos sobre barreras, ya que los elementos empleados como barreras de contención son los estándares empleados en situaciones similares.

2.5.3.2 Acción sísmica

De acuerdo con el apartado 1.2.4 de la NCSE-02, se consideran como prescripciones de índole general las siguientes:

- Clasificación de las construcciones. (Apartado 1.2.2.)

- Criterios de aplicación de la Norma. (Apartado 1.2.3.)
- Cumplimiento de la Norma. (Apartado 1.3.)
- Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica. (Apartado 2.1)
- Aceleración sísmica de cálculo. (Apartado 2.2.)

Atendiendo a los condicionantes de las obras objeto del presente proyecto, cabe considerar de forma particular las que se especifican a continuación:

- Apartado 1.2.2. Clasificación de las construcciones:
La vigente Norma de la Construcción Sismorresistente Española, NCSE-02, establece una clasificación de las obras en función de su importancia, en obras de normal, moderada y especial importancia. Al mismo tiempo, la citada NCSE-02 deja a la decisión del proyectista la determinación del uso de la obra, y consecuentemente su clasificación.
En el caso concreto de las obras referidas en el correspondiente Proyecto de Construcción cabe entender se trata de una obra de importancia especial para la localidad de Castellón, a efectos de la Norma NCSE-02, ya que se trata de una vía de comunicación.
- Apartado 1.2.3.- Criterios de aplicación de la Norma:
La aplicación de esta Norma es obligatoria [...], excepto en las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0'04\text{ g}$, siendo g la aceleración de la gravedad.
- Apartado 1.3.- Cumplimiento de la Norma:
Con el presente apartado se pretende proporcionar los datos necesarios para que el proyectista pueda atender los requerimientos de la Norma NCSE-02 para la fase de proyecto.
- Apartado 2.1.- Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica:
Según el mapa de peligrosidad sísmica del territorio nacional (figura 2.1), la aceleración sísmica básica, a_b , es inferior a $0'04\text{ g}$, siendo g la aceleración de la gravedad.

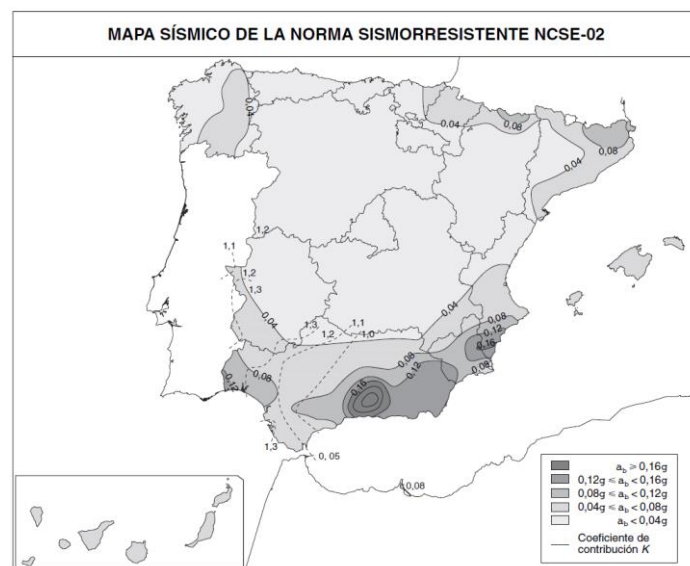


Figura 8. Figura 2.1 de la NSCE-02

- Apartado 2.2.- Aceleración sísmica de cálculo:
No procede.

2.5.4 Acciones indirectas

Este tipo de acciones origina estados tensionales que son variables tanto en altura (geometría, condiciones de borde...) como en planta (grado de soleamiento...). Se ha optado por tener en cuenta su efecto sobre la fisuración de la estructura disponiendo la armadura mínima necesaria.

La instrucción EHE-08 define los valores dados en la siguiente tabla:

Cuantías geométricas mínimas

		B 500 S
Losas (*)		1,8
Muros (**)	Horizontal	3,2
	Vertical	0,9

(*) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal, repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

(**) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada una. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso de que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

Tabla 2. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón.

2.6 Coeficientes de seguridad

2.6.1 Estados límite últimos

2.6.1.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

En el presente proyecto, y siguiendo lo indicado en el apartado 15.3 de la EHE-08, se tomarán como coeficientes de seguridad de los materiales en estado límite último los siguientes valores:

- Coeficiente de seguridad del hormigón $\gamma_c=1,5$
- Coeficiente de seguridad del acero en armaduras pasivas $\gamma_s=1,15$
- Coeficiente de seguridad del acero en armaduras activas $\gamma_s=1,15$

2.6.1.2 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Los coeficientes de seguridad a emplear en este proyecto serán los impuestos en la IAP-11, en función de la situación y comprobación a realizar:

Comprobaciones de equilibrio

TABLA 6.2-a COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_f (PARA LA COMPROBACIÓN DEL ELU DE EQUILIBRIO)			
ACCIÓN		EFECTO	
		ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Sobrecarga de uso	0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

(1) Los valores de 0,9 y 1,1 podrán sustituirse por 0,95 y 1,05 respectivamente, si se prevé la colocación de sistemas de control que permitan conocer, durante la ejecución de la obra, el valor de las fuerzas de desequilibrio y si se pueden adoptar las medidas correctoras necesarias para mantener este valor dentro de los límites que garanticen la seguridad de todos los elementos de la estructura afectados por esta acción. Los equipos y sistemas de control deberán ser definidos y valorados en los diferentes documentos del proyecto, de forma que sea preceptiva su instalación en la obra, incluyendo una descripción detallada de las medidas correctoras que deberán adoptarse caso de ser necesarias.

(2) Por acciones climáticas se entiende la acción térmica, el viento y la nieve.

Figura 9. Tabla 6.2-a de la IAP-11.

Comprobaciones resistentes

TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_f (PARA LAS COMPROBACIONES RESISTENTES)			
ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
Variable (Q)	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

(1) El coeficiente γ_{P1} = 1,2 será de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclaje, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima tensión de natural del elemento a testar.

(2) El coeficiente γ_{P1} = 1,3 se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando esta pueda ser inducida por el rozamiento a un pretensado exterior.

(3) El coeficiente γ_{P1} = 1,35 corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor γ_{P1} = 1,2 corresponde a un cálculo elástico de refuerzos.

Figura 10. Tabla 6.2-b de la IAP-11.

Estados límite de servicio

Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

En el presente proyecto, y siguiendo lo indicado en el apartado 15.3 de la EHE-08, se tomará la unidad como valor de los coeficientes de seguridad de los materiales en estado límite de servicio.

Coeficientes de seguridad de las acciones

Se tomarán como coeficientes parciales de seguridad para el estado límite de servicio los siguientes valores impuestos por la IAP-11:

TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_f (ELSI)			
ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G*)	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
	Sobrecarga de uso	0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

(1) Para la acción del pretensado se tomarán los coeficientes que indique la EHE-08 o normativa que la sustituya. En la tabla figuran los valores que la EHE-08 recoge para el caso de estructuras postesas. En el caso de estructuras pretensas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

Figura 11. Tabla 6.2-c de la IAP-11.

Combinación de las acciones

Coeficientes de combinación

Los coeficientes de simultaneidad (o combinación) serán diferentes según la acción de la que se trate. Se adoptarán los valores recogidos en la tabla 6.1-a de la IAP-11:

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ					
ACCIÓN		ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F_{ref}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	Q_{DIL}	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

Figura 12. Tabla 6.1-a de la IAP-11.

Estados límite últimos

Para la comprobación de los Estados Límite Últimos se considerarán las acciones persistentes y transitorias, y las accidentales con o sin sismo.

- Situaciones persistentes o transitorias:

Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, excepto ELU de fatiga, se realizan de acuerdo al siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} * G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente.
- $G_{k,m}^*$: valor característico de cada acción permanente de valor no constante.
- $Q_{k,1}$: valor característico de la acción variable dominante.
- $\psi_{0,i} * Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.
- γ_G, γ_Q : coeficientes parciales.

2.7.3 Estados límite de servicio

Para las comprobaciones relativas a los Estados Límite de Servicio se considerarán las acciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

- Combinación característica o poco probable

Esta combinación ha sido empleada para la comprobación de limitación de tensiones en el hormigón, siendo realizada de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} * G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente.
- $G_{k,m}^*$: valor característico de cada acción permanente de valor no constante.
- $Q_{k,1}$: valor característico de la acción variable dominante.
- $\psi_{2,i} * Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.
- γ_G, γ_Q : coeficientes parciales.

- Combinación frecuente.

Esta combinación ha sido empleada para la comprobación de flecha, siendo realizada de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} * G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} * \psi_{1,i} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente.
- $G_{k,m}^*$: valor característico de cada acción permanente de valor no constante.

$\psi_{1,i} * Q_{k,1}$: valor de combinación de la acción variable dominante.

$\psi_{2,i} * Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables.

γ_G, γ_Q : coeficientes parciales.

- Combinación casi-permanente.

Esta combinación ha sido empleada para la comprobación de abertura de fisura en el hormigón, siendo realizada de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} * G_{k,m}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: valor característico de cada acción permanente.
- $G_{k,m}^*$: valor característico de cada acción permanente de valor no constante.
- $\psi_{2,i} * Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables.
- γ_G, γ_Q : coeficientes parciales.

3 Modelo estructural

Se han realizado dos modelos estructurales distintos, uno para el tablero, y otro para ambos estribos, los cuales se describirán a lo largo de los siguientes subapartados.

3.1 Programas empleados

Para realizar las comprobaciones requeridas en el tablero del puente se ha empleado el programa *CivilCAD 2000*, en concreto, el módulo llamado *Tableros de vigas*. La licencia de este módulo ha sido cedida al alumno por la Universidad Politécnica de Valencia para la realización del presente Trabajo Final de Máster.

En cuanto a los estribos, para su cálculo se ha empleado el programa *CivilCAD 3000*, el módulo de *Estribos*. En este caso, la licencia ha sido cedida al alumno por la empresa COMAYPA S.A.

CivilCAD puede ser definido como un CAD orientado a la Ingeniería Civil. Se trata de un programa de diseño asistido por ordenador.

El funcionamiento de los mencionados programas consiste en la definición por parte del usuario de los elementos que definen la estructura, así como las cargas que la solicitan. Con todo esto definido, el programa realiza un modelo de cálculo mediante el método de los elementos finitos, verificando que se cumplen todas las comprobaciones necesarias en la normativa especificada, y a su vez genera los planos de geometrías y armado calculados.

3.2 Modelo de cálculo del tablero

Como se ha comentado anteriormente, el tablero se ha modelizado mediante el programa *CivilCAD 2000*. Para ello, en primer lugar, se ha definido la geometría de la estructura. También ha sido necesario un predimensionamiento para el pretensado (que ha sido posible realizar mediante el mismo programa). En la siguiente figura se puede ver el espacio de trabajo del programa, con la geometría del tablero definida.

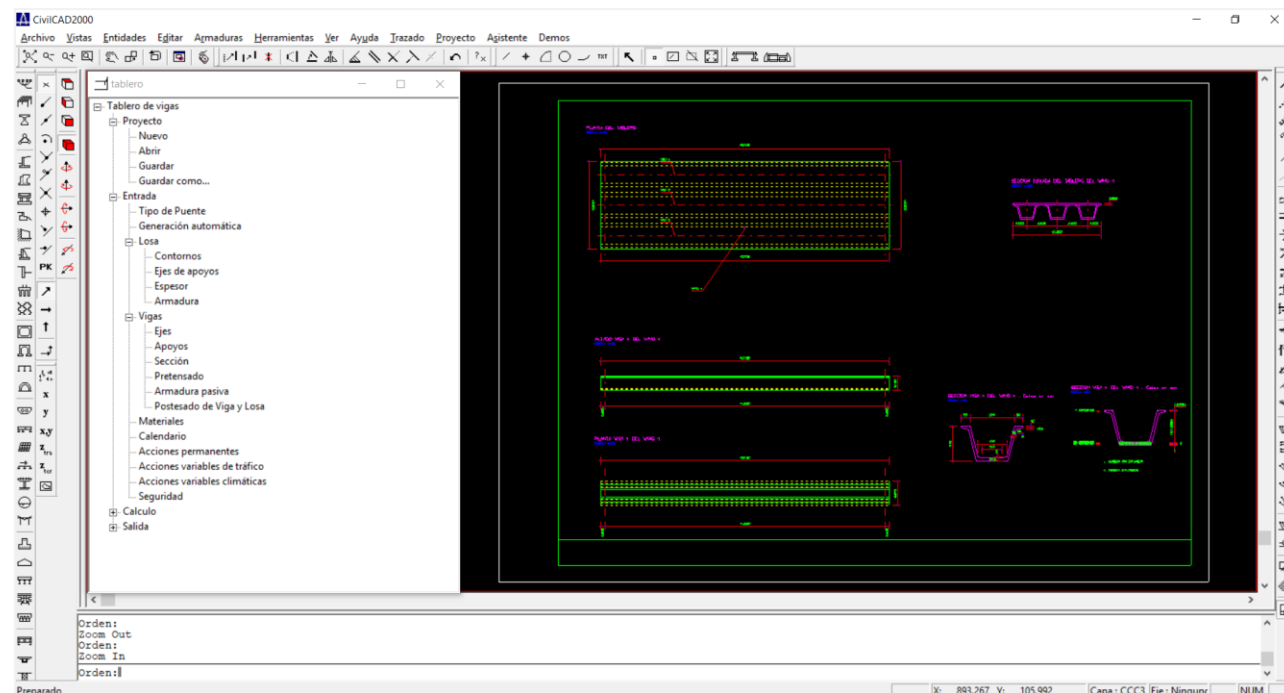


Figura 13. Imagen del menú principal del módulo Tableros de vigas con la geometría definida.

La sección escogida para las vigas en artesa ha sido la PRECON 210x364, y para la losa, como se ha comentado anteriormente, se opta por un espesor de 25 cm. La fuerza de tesado que se le aplicará a las tres vigas será la misma, y se ha obtenido a partir de la opción de predimensionamiento que dispone el mismo programa.

A continuación, y una vez definida toda la geometría de la estructura, se procederá a definir todas las cargas que solicitan a la estructura.

Con todos los elementos definidos, el programa genera un modelo de cálculo para el tablero. El esquema de discretización del tablero se puede consultar en la siguiente figura:

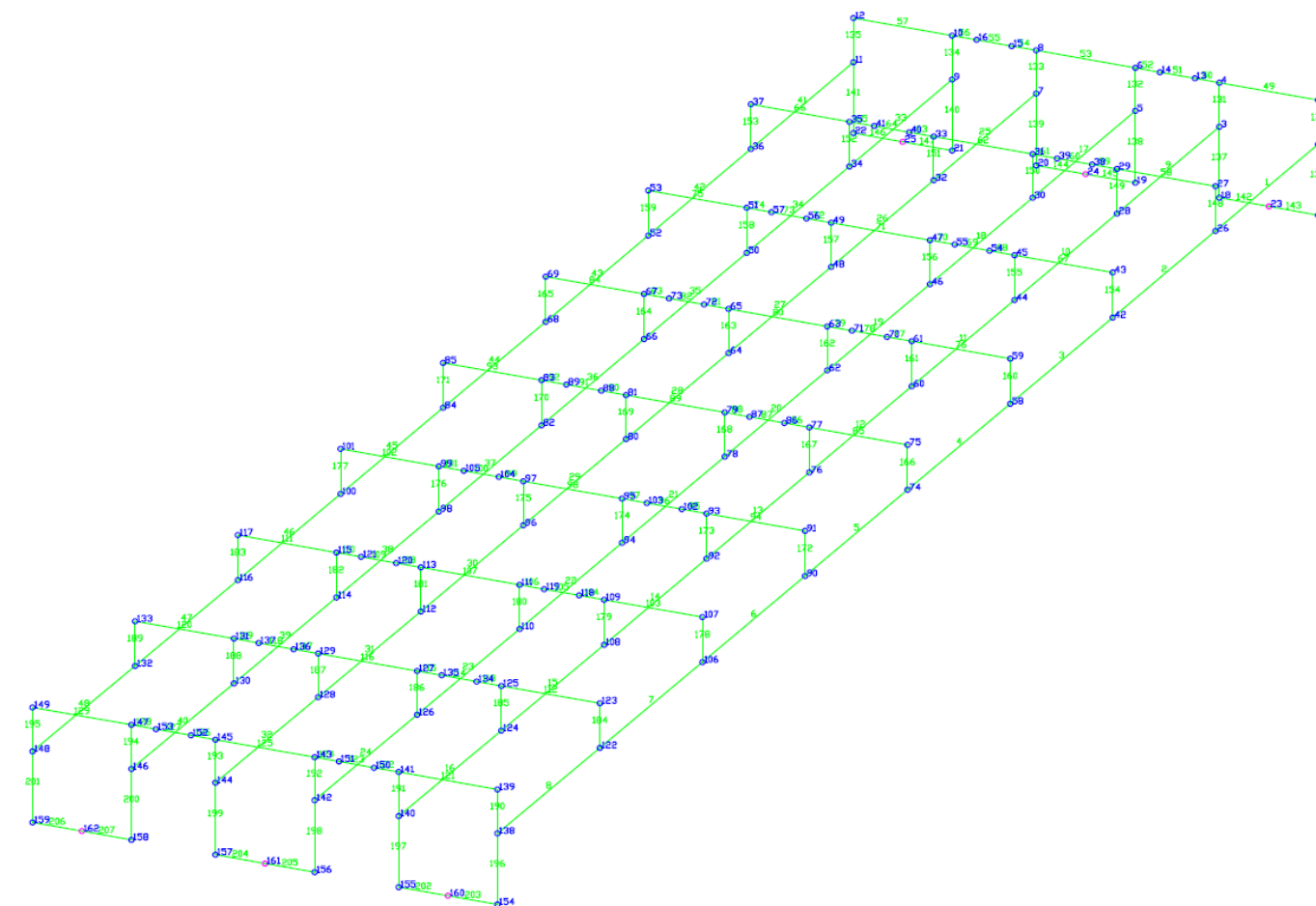


Figura 14. Esquema de discretización del tablero.

Se trata de un emparillado, en el cual se definen de manera longitudinal las vigas artesa, y transversal a estas las barras que definen la losa superior.

Comenzando primero por las vigas en artesa, se puede observar que cada una de ellas queda definida mediante dos barras. Cada una de las barras está situada en el baricentro de la mitad de la sección, definiéndose así una barra distinta para cada una de las almas de que consta la sección.

Ambas barras apoyan en un mismo punto, conectándose a este a partir de nudos de dimensión finita.

En cuanto a la losa, queda modelizada mediante una serie de barras en la dirección transversal. Estas barras se conectan a las vigas mediante nudos de dimensión finita, situándose así a la altura correspondiente sobre cada una de las alas de la viga.

3.3 Modelo de cálculo de los estribos

Para la subestructura se ha realizado un modelo de cálculo mediante el software *CivilCAD 3000*, como se ha comentado anteriormente.

El funcionamiento del módulo de estribos es similar al anterior. Se define en primer lugar la geometría de la subestructura, así como las características del terreno subyacente y del trasdós (obtenidas del estudio geotécnico).

A continuación, se definen las acciones actuantes. Para ello, se han tomado las reacciones transmitidas por la superestructura.

Con todos los elementos definidos, el programa genera un modelo de elementos finitos, el cual se puede ver en la siguiente figura:

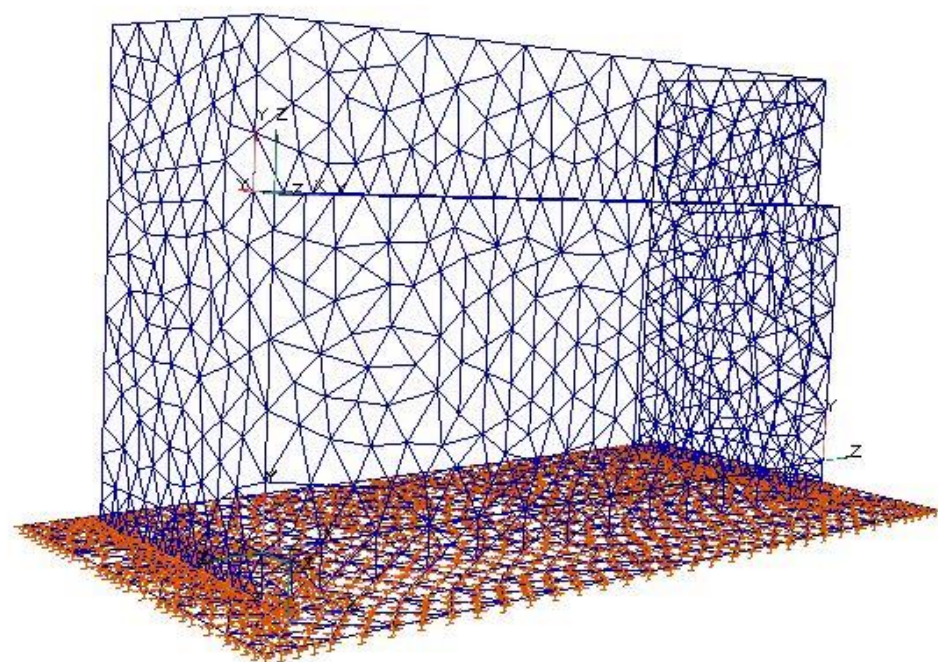


Figura 15. Vista 3D del modelo empleado para los estribos.

Cada parte de la estructura se modeliza con placas discretizadas con elementos triangulares de lámina de Reissner-Mindlin, con una longitud máxima de lado de 1 metro.

En la base se pueden ver una serie de muelles, que simulan el apoyo de la zapata con el terreno. Estos muelles tienen la rigidez correspondiente al coeficiente de balasto del terreno:

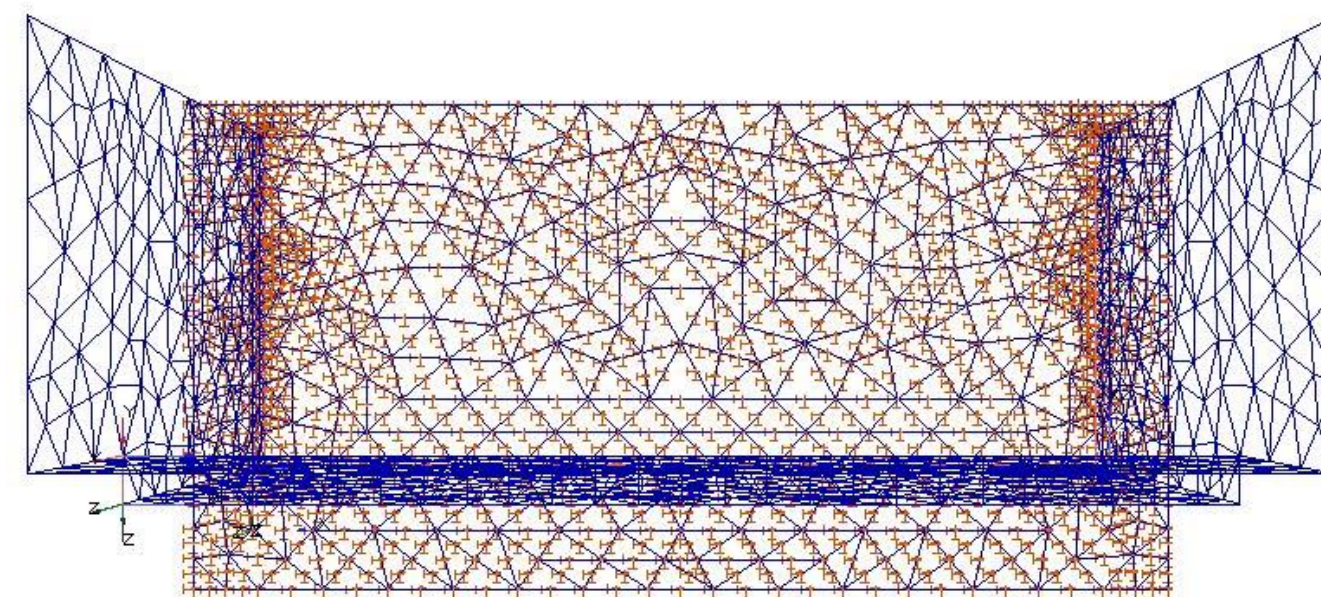


Figura 16. Vista superior del modelo empleado para los estribos.

4 Análisis de resultados para la superestructura

A lo largo de este apartado se expondrán los resultados obtenidos para el tablero, así como las comprobaciones efectuadas por el programa con sus respectivas cuantías de armado.

Los planos de armado definitivos se pueden consultar en el *Plano nº7: Puente*.

4.1 Fuerza de tesado

Como se ha comentado en el apartado del modelo, la fuerza de tesado se ha predimensionado a partir de una opción del programa. Una vez predimensionada, se ha ajustado para que, además de las limitaciones tensionales, se cumplan también las limitaciones en cuanto a flecha del tablero.

Debido a que los tendones de tesado se disponen horizontalmente, para evitar que el pretensado provoque un elevado momento flector en la zona cercana a los apoyos, se ha optado por envainar ciertos tendones una determinada longitud (longitud que se puede consultar en los planos). En esta longitud el esfuerzo no se transmite a la viga, ya que no están en contacto. Con esto se conseguirá que el centro de gravedad del pretensado en la zona de los apoyos se encuentra cercano al centro de gravedad del hormigón, y más bajo en la zona de centro de vano.

La tensión que se aplicará a todas las filas de cordones de la viga es de **1650 MPa**. Dicha tensión será la existente antes de la transferencia del pretensado, es decir, sin contar las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

Las pérdidas de pretensado obtenidas son las siguientes (para una penetración de cuña de 2,5 cm):

Pérdidas de pretensado obtenidas

Distancia a eje de apoyos		-0,60 m	0,00 m	10,375 m	20,75 m
Viga 1	Instantáneas	100 %	65,237 %	9,005 %	9,005 %
	Diferidas	0 %	4,203 %	19,745 %	18,614 %
Viga 2	Instantáneas	100 %	65,237 %	9,005 %	9,005 %
	Diferidas	0 %	4,152 %	19,953 %	18,636 %
Viga 3	Instantáneas	100 %	65,237 %	9,005 %	9,005 %
	Diferidas	0 %	4,203 %	19,745 %	18,614 %

Tabla 3. Porcentaje de pérdidas de pretensado para cada sección hasta la mitad de la viga (simétricas a la otra mitad).

Como se puede observar, las pérdidas instantáneas son mayores en las secciones extremas debido a la penetración de las cuñas, mientras que las diferidas son mayores hacia la sección central de la viga, la cual está sometida a mayores cargas.

La longitud de transferencia para todos los cables es de 0,031 m.

4.2 Análisis de los esfuerzos obtenidos

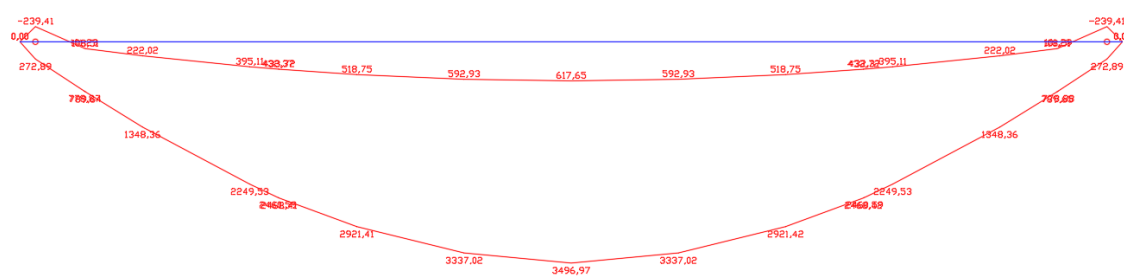
4.2.1 Diagramas de esfuerzos en las vigas

A lo largo de este apartado se expondrán los diagramas de esfuerzos para el Estado Límite Último.

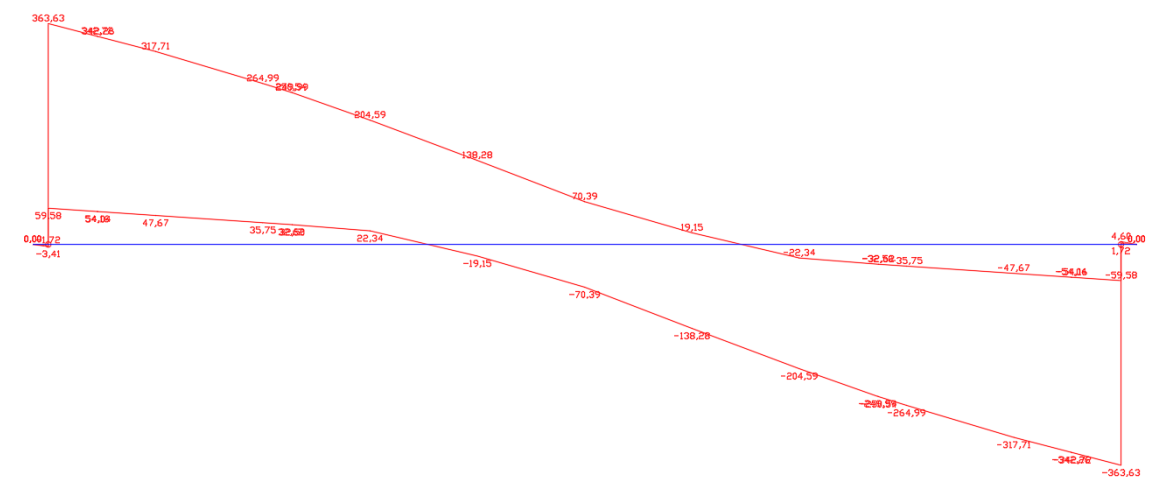
Se ha optado por mostrar la envolvente global en el tiempo, con su máximo y mínimo, ya que el número de combinaciones es muy elevado y para el dimensionamiento únicamente emplearemos las más desfavorables. Además, por este mismo motivo, solo se mostrarán los de la viga central (ya que para las otras dos serán similares y de valor más reducido).

En estas primeras figuras se recogen los diagramas de esfuerzos las envolventes de estado límite último:

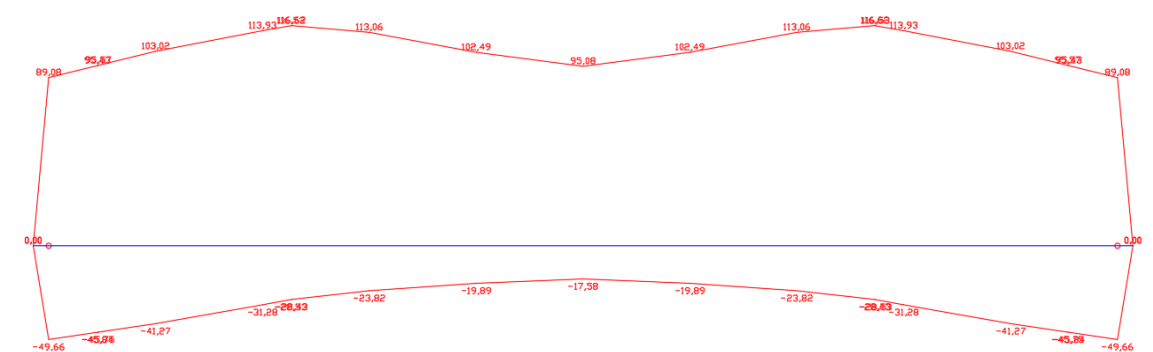
ENVOLVENTE DE FLECTOR GLOBAL EN EL TIEMPO. COMBINACION EN ESTADO LIMITE ULTIMO.VANO 1.VIGA 2



ENVOLVENTE DE CORTANTE GLOBAL EN EL TIEMPO. COMBINACION EN ESTADO LIMITE ULTIMO.VANO 1.VIGA 2



ENVOLVENTE DE AXIL GLOBAL EN EL TIEMPO. COMBINACION EN ESTADO LIMITE ULTIMO.VANO 1.VIGA 2



ENVOLVENTE DE TORSOR GLOBAL EN EL TIEMPO. COMBINACION EN ESTADO LIMITE ULTIMO.VANO 1.VIGA 2

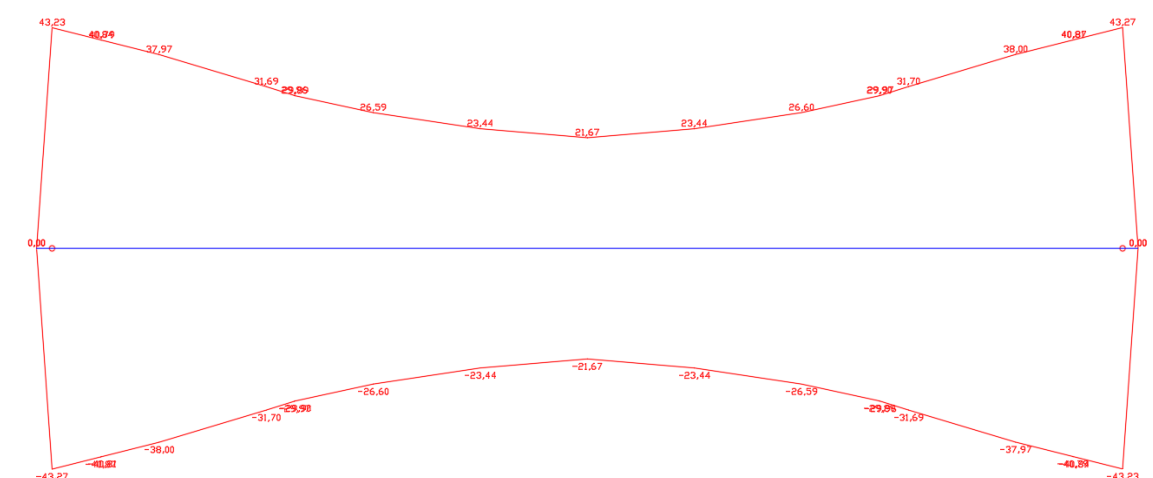


Figura 17. Diagramas de esfuerzos para el ELU de la viga central.

Las unidades de los valores indicados son T (para axil y cortante) y mT (para flector y torsor).

La forma de los diagramas se corresponde con la de una viga biapoyada, con un momento flector de variación parabólica y máximo en la sección central, y con cortante nulo en esta y variación lineal hacia los apoyos, donde alcanza el máximo. Además, se obtiene también un esfuerzo axial provocado por el pretensado.

El resto de los diagramas tiene la misma forma que los representados en este punto, variando la magnitud de los valores obtenidos.

4.2.2 Esfuerzos en la losa

La losa está mayoritariamente sometida a esfuerzos de compresión en su dirección longitudinal. Sin embargo, en la dirección transversal de la misma presenta flectores que harán que sea necesario un mayor armado. Las cuantías de armado se podrán consultar en los siguientes apartados.

4.2.3 Conclusión

El tablero se comporta de la forma esperada, resistiendo por flector en la zona central y con cortantes elevados en la zona de los apoyos, además del elevado esfuerzo axial obtenido debido a la fuerza del pretensado.

Por lo tanto, se concluye que los resultados obtenidos son adecuados.

4.3 Comprobaciones realizadas

4.3.1 Comprobaciones estructurales de los Estados Límite de Servicio (ELS)

4.3.1.1 ELS de encaje tensional

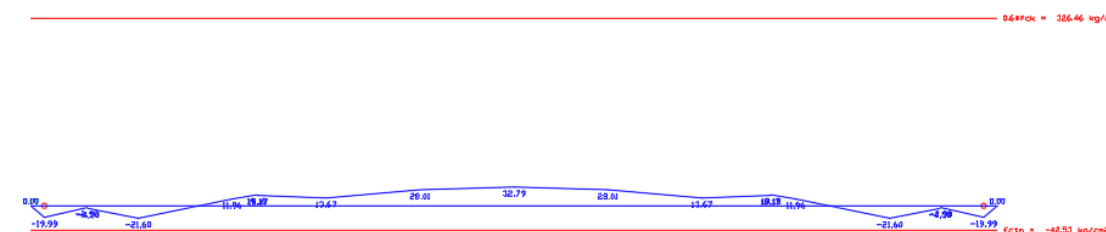
En la siguiente tabla se recogen los valores límite de tensión obtenidos para cada una de las vigas, comparándolos con los máximos y mínimos valores admisibles. Se muestran los valores más desfavorables, es decir, los que se acercan más a los límites de la pieza:

Tensiones en kp/cm^2 para la situación de tesado (Combinación Característica)			
	Viga 1	Viga 2	Viga 3
<i>T sup. min.</i>	-21,597	-21,597	-21,597
<i>T adm. min.</i>	-42,532	-42,532	-42,532
<i>T inf max.</i>	293,782	293,782	293,782
<i>T adm max.</i>	326,461	326,461	326,461

Tabla 4. Valores de tensión obtenidos en la situación de tesado.

Los valores límite corresponden al $0,6f_{ck}$ para compresión y $-f_{cm}$ para tracción. Como se puede observar, estos valores no se alcanzan en la situación de tesado. En la siguiente figura se pueden consultar estos resultados de manera gráfica:

ENVOLVENTE DE TENSIONES MINIMAS EN FIBRA SUPERIOR DE LA VIGA TRAS TRANSFERIR EL PRETENSADO. COMBINACION CARACTERISTICA.VAND 1.VIGA 1. (kg/cm^2)



ENVOLVENTE DE TENSIONES MAXIMAS EN FIBRA INFERIOR DE LA VIGA TRAS TRANSFERIR EL PRETENSADO. COMBINACION CARACTERISTICA.VAND 1.VIGA 1. (kg/cm^2)

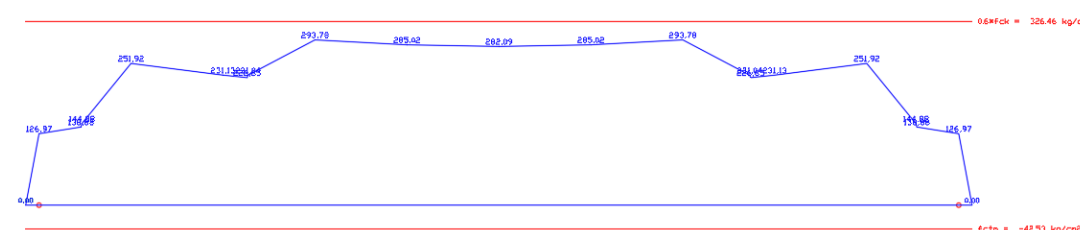


Figura 18. Envolventes de tensiones en el instante de tesado.

En la siguiente tabla se recogen las limitaciones tensionales relativas al Estado Límite de Fisuración, que se establecen en la EHE-08:

		Tensiones en kp/cm^2 para la situación de servicio		
		Viga 1	Viga 2	Viga 3
Caract.	T sup. max.	249,738	256,597	249,957
	T inf. max.	293,782	293,782	293,782
	T adm. max.	336,72	336,72	336,72
Frecuente	T sup. min.	-26,105	-21,597	-26,13
	T inf min.	-20,3	-19,175	-20,357
	T adm. min.	-43,868	-43,868	-43,868

Tabla 5. Verificación de las condiciones tensionales impuestas por la EHE-08.

Además de los valores recogidos en estas tablas, se puede consultar la memoria de cálculo del programa adjunta para mayor información.

4.3.1.2 ELS de deformaciones

Según se recoge en el apartado 7.1.7. de la IAP-11, se deberá verificar que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supere el valor de:

$$\frac{L}{1000} = \frac{41,50 \text{ m}}{1000} = 0,0415 \text{ m} = 41,5 \text{ mm}$$

Para cada una de las vigas, la flecha máxima se producirá en el centro del vano. En la siguiente tabla se recoge la flecha máxima en cada una de las vigas tras abrir al tráfico:

Flecha vertical máxima			
	Viga 1	Viga 2	Viga 3
Flecha max. en mm	-39,720	-41,268	-39,726

Tabla 6. Valores de flecha elástica máxima obtenidos.

Como cabe esperar, el valor de flecha más elevado se obtiene para la viga central. Cabe destacar que el valor obtenido se encuentra muy al límite. Pese a que las limitaciones tensionales se cumplen con mayor holgura, el dimensionamiento ha venido limitado finalmente por la flecha máxima.

4.3.2 Comprobaciones estructurales de los Estados Límite Últimos (ELU)

4.3.2.1 ELU de agotamiento frente a solicitaciones normales

El primer estado límite último en verificar es el de rotura por flexión. Se compararán los valores obtenidos del momento último tanto para la viga sola como para la sección formada por la viga + losa (ambas solicitadas con las cargas correspondientes a cada una de las fases).

En la siguiente tabla se recogen los valores más desfavorables del momento flector para cada una de las vigas, comparándose con el momento último de la sección en cada momento. Como cabe esperar, estos valores se obtienen en las secciones de centro-luz.

	Viga aislada			Viga + Losa		
	Md	Mu	K (Mu/Md)	Md	Mu	K (Mu/Md)
Viga 1	16.051,17 mkN	24.640,23 mkN	1,54	34.183,45 mkN	43.166,67 mkN	1,26
Viga 2	16.505,44 mkN	24.640,23 mkN	1,49	34.969,67 mkN	43.285,26 mkN	1,24
Viga 3	16.051,17 mkN	24.640,23 mkN	1,54	34.249,22 mkN	43.166,67 mkN	1,26

Tabla 7. Momentos flectores máximos de diseño y últimos en la sección central del vano para las distintas situaciones de proyecto.

Como se puede comprobar en la Tabla 2, se verifica el estado límite último de rotura por flexión en todos los casos. Cabe destacar que para esta comprobación se ha tenido en cuenta la ley de esfuerzos decalada, para considerar el incremento de tracción por cortante definido en la EHE-08.

4.3.2.2 ELU de agotamiento frente a cortante

En este subapartado se resumirán las comprobaciones de resistencia frente a esfuerzo cortante efectuadas, tanto para tracción como para compresión.

En las siguientes tablas se recogen las comprobaciones de rotura frente a esfuerzo cortante a compresión y a tracción (los esfuerzos definidos son los que se obtienen en la sección del apoyo):

	Rotura por cortante de compresión		
	Vrd	Vul	Vrd/Vul
Viga 1	3.317,41 kN	8.167,75 kN	0,406
Viga 2	3.636.30 kN	8.167,75 kN	0,446
Viga 3	3.318,50 kN	8.167,75 kN	0,406

Tabla 8. Aprovechamiento de la sección frente al esfuerzo cortante por compresión máximo.

Donde:

- Vrd: cortante efectivo máximo total.
- Vul: cortante te agotamiento por compresión oblicua del alma.

	Rotura por cortante de tracción			
	Vrd	Vcu	Vsu	As
Viga 1	3.317,41 kN	560,27 kN	2.757,14 kN	33,299 cm ² /m
Viga 2	3.636.30 kN	557,13 kN	3.079,17 kN	37,188 cm ² /m
Viga 3	3.318,50 kN	560,27 kN	2.758,24 kN	33,312 cm ² /m

Tabla 9. Armadura transversal de cálculo.

Donde:

- Vrd: cortante efectivo máximo total.
- Vcu: contribución del hormigón a la resistencia del esfuerzo cortante.
- Vsu: contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a cortante.
- As: área de la armadura transversal de cálculo por viga (sin incluir la mínima).

Debido que los esfuerzos cortantes no son tan elevados en toda la longitud de la viga, se opta por variar el armado de cortante a lo largo de la pieza. En la siguiente tabla se muestran las armaduras transversales a disponer por cálculo en el resto de las secciones comprobadas:

Distancia a apoyos	5,929 m	11,857 m	20,750 m	29,643 m	35,571 m
Viga 1	17,126 cm ² /ml	4,603 cm ² /ml	0 cm ² /ml	4,603 cm ² /ml	17,126 cm ² /ml
Viga 2	23,073 cm ² /ml	11,552 cm ² /ml	0 cm ² /ml	11,552 cm ² /ml	23,073 cm ² /ml
Viga 3	17,126 cm ² /ml	4,603 cm ² /ml	0 cm ² /ml	4,603 cm ² /ml	17,126 cm ² /ml

Tabla 10. Armadura necesaria por cálculo en las distintas secciones de las vigas.

Según se recoge en el artículo 44.2.3.4.1 de la EHE-08, se prolongará la colocación de cercos o estribos en una longitud igual a medio canto de la pieza, más allá de la sección en la que teóricamente dejen de ser necesarios. En el caso de apoyos, los cercos o estribos se dispondrán hasta el borde de los mismos.

Teniendo todo esto en consideración, se ha optado por definir tres armados a cortantes distintos, uno que comenzará en el inicio de la viga y llegará hasta la longitud de 7 metros, el siguiente comenzará en esta longitud y llegará hasta los 13 metros, y un último para el tramo central de la viga.

Además, se dispondrá para las tres vigas el mismo armado, siempre escogiendo el más desfavorable. Por lo tanto, el armado por cálculo en los tramos definidos será el siguiente:

	0 – 7 m	7 – 13 m	13 – 28,5 m	28,5 – 34,5 m	34,5 – 41,5 m
Armado	Φ12 c/10	Φ12 c/15	Φ10 c/20	Φ12 c/15	Φ12 c/10

Tabla 11. Armadura de cortante requerida por cálculo a lo largo de la sección.

4.3.2.3 ELU de rotura por esfuerzo rasante

El esfuerzo rasante será comprobado en dos secciones críticas de la viga, una en la conexión entre la viga y la losa superior, y otra en las alas.

4.3.2.3.1 Rasante viga-losa

En la siguiente tabla se recogen los valores obtenidos de la tensión en la sección de contacto viga-losa, así como la cuantía de armado necesaria por cálculo en la sección de centro del vano.

Armado en sección viga-losa		
	tmd	Ast
Viga 1	1,968 MPa	32,094 cm²/ml
Viga 2	2,009 MPa	32,775 cm²/ml
Viga 3	1,968 MPa	32,094 cm²/ml

Tabla 12. Cuantías de armado para cosido del esfuerzo rasante.

Donde:

- tmd: valor medio de la tensión de rasante de cálculo de la junta en la sección de centro de vano.
- Ast: sección de las barras de acero, eficazmente ancladas, que cosen la junta.

4.3.2.3.2 Rasante alas

En este subapartado se expondrán las cuantías de armado necesarias para resistir el esfuerzo rasante producido en las alas. Solo será necesaria armadura por cálculo en el ala superior:

Armadura de rasante entre ala superior y alma

	Sd	Su1	Su2	As.flex	As.ras
Viga 1	44,63 kN	2.525,40 kN	44,63 kN	0,723 cm²/m	1,095 cm²/ml
Viga 2	36,14 kN	2.525,40 kN	36,14 kN	0,723 cm²/m	0,886 cm²/ml
Viga 3	44,63 kN	2.525,40 kN	44,63 kN	0,723 cm²/m	1,095 cm²/ml

Tabla 13. Cuantías de armado para resistir esfuerzo rasante entre alas y alma.

Donde:

- Sd: esfuerzo rasante medio por unidad de longitud que debe ser resistido.
- Su1: esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua.
- Su2: esfuerzo rasante de agotamiento por tracción.
- As.flex: armadura por flexión transversal en ala superior.
- As.ras: armadura de rasante.

4.3.2.4 ELU de rotura por flexión en la losa

La armadura de flexión de la losa será necesaria mayoritariamente por los esfuerzos flectores provocados por las cargas en la dirección transversal. Debido a la colaboración de las vigas, en la dirección longitudinal los esfuerzos a resistir por la losa serán de menor valor, y mayoritariamente de compresión.

Por estos motivos CivilCAD hace un cálculo de la armadura necesaria en la dirección transversal, y dispone en la dirección longitudinal el 25% de esta.

En la siguiente tabla se recogen los esfuerzos y las cuantías de armado necesarias por cálculo para la sección más desfavorable de la zona central. En las zonas cercanas a los apoyos se recomienda la disposición de una armadura de zuncho, dado que aquí se obtienen elevadas cuantías de armado por cálculo.

Cuantías de armado a disponer en la losa

	Md	As. trans	φ	n	As. long	
					φ	n
Superior	-9,306 mT/ml	10,399 cm²/ml	16	6	10	6
Inferior	6,491 mT/ml	8,661 cm²/ml	16	6	10	6

Tabla 14. Cuantías de armado por metro de la losa para resistir los esfuerzos de flexión.

4.3.3 Otras comprobaciones en la superestructura

4.3.3.1 Cálculo de la armadura de refuerzo en anclajes

En las zonas cercanas a los anclajes será necesario disponer una armadura de refuerzo vertical a lo largo de una determinada longitud, que permita el reparto de las tensiones que se acumulan en esta zona. Esta longitud será de $h/4$ (siendo h el canto de la viga).

Armado de refuerzo en anclajes		
	As	l refuerzo
Viga 1	74,642 cm ² /ml	0,525 m
Viga 2	74,642 cm ² /ml	0,525 m
Viga 3	74,642 cm ² /ml	0,525 m

Tabla 15. Cuantías de armado para refuerzo en la zona de los anclajes.

4.3.3.2 Cálculo en transporte

Para el cálculo en transporte de la viga, CivilCAD analiza una serie de puntos a lo largo de la longitud de un tercio de la viga, suponiendo que cada uno de ellos constituyen los puntos de izado.

En cada punto, CivilCAD obtiene el momento de cálculo debido a la acción del peso propio, así como el momento último de la sección sin armadura de refuerzo. En el caso de que la sección de la viga sea insuficiente, CivilCAD calcula la armadura superior de refuerzo necesaria.

Además, se lleva a cabo en cada uno de los puntos anteriores la comprobación del ELS de fisuración de acuerdo con la EHE-08. Para cada punto de izado, se obtiene el valor de la abertura de fisura (w_k).

El momento debido a la acción del peso propio es mayorado por el coeficiente de mayoración en ELS y ELU (dependiendo de la comprobación a realizar) y por el coeficiente de impacto (cuyo valor en este caso es de 2).

En la siguiente tabla se recogen los resultados de esta comprobación. Los resultados son los mismos para las tres vigas, debido a que se han diseñado idénticas.

Cálculo de la armadura de refuerzo				Cálculo a fisuración		
L vuelo	Md	Mu	As	L vuelo	W _k	Cumple (<0,2)
0,00 m	0 mT	-61,394 mT	-	0,00 m	0 mm	Sí
2,033 m	-16,027 mT	-226,914 mT	-	2,196 m	0 mm	Sí
4,067 m	-64,108 mT	-205,760 mT	-	3,792 m	0,162 mm	Sí
6,100 m	-144,243 mT	-205,760 mT	-	5,388 m	0,376 mm	No
8,133 m	-256,432 mT	-205,760 mT	6,050 cm ²	8,581 m	1,220 mm	No

10,167 m	-400,675 mT	-195,198 mT	25,160 cm ²	10,177 m	-	No
12,200 m	-576,972 mT	-195,198 mT	46,750 cm ²	11,773 m	-	No

Tabla 16. Comprobaciones efectuadas en relación al cálculo en transporte de las vigas.

A la vista de los resultados obtenidos, se optará por disponer los puntos de izado en los apoyos. De esta forma se reforzará también la sección del apoyo, al añadir una longitud macizada.

4.4 Armaduras mínimas

4.4.1 Cuantía mínima geométrica

En este subapartado se calculará la cuantía mínima geométrica siguiendo lo recogido en el artículo 42.3.5 de la EHE-08. Las cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón, se pueden obtener a partir de la siguiente tabla:

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Tabla 17. Cuantías geométricas mínimas (en tanto por 1000).

Como se ha comentado con anterioridad, el acero empleado en las armaduras pasivas tiene una resistencia de 500 MPa. Por lo tanto, la cuantía geométrica mínima en tanto por mil referida a la sección total de hormigón será de 2,8 para las vigas artesa y de 1,8 para las losas.

4.4.2 Cuantías mecánicas

Para evaluar la cuantía mecánica será necesario analizar a que esfuerzos va a estar sometida la viga. Como se puede comprobar a partir de los resultados de tensiones obtenidos, la sección se encuentra comprimida para todas las situaciones de proyecto, obteniéndose valores de tracción muy reducidos y únicamente en el ala inferior.

Por ello, la cuantía mecánica se ha calculado siguiendo lo indicado en el apartado 42.3.3 de la EHE-08:

$$A_s \geq \frac{0,05N_d}{f_{yc,d}} \text{ y } A_s \leq \frac{0,5f_{cd}A_c}{f_{yc,d}}$$

4.4.3 Armadura transversal mínima

La cuantía mínima de armadura transversal definida en el apartado 44.2.3.4.1 de la EHE-08 debe ser tal que cumpla la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

Se comprueba que para todos los armados transversales definidos por cálculo se cumple esta condición.

4.4.4 Armadura mínima a disponer

El armado mínimo a disponer será el mayor de los valores obtenidos, geométrico o mecánico. Será especialmente necesaria en las almas, donde por calculo no se requeriría armadura.

5 Análisis de resultados para la subestructura

5.1 Análisis de los esfuerzos obtenidos

Debido al elevado número de elementos de hormigón que forman el estribo, así como de combinaciones existentes, los mapas de esfuerzos que se han obtenido son muy numerosos. De la misma forma que para el tablero, todos estos resultados obtenidos se adjuntan al presente proyecto.

A lo largo de este subapartado se analizarán una serie de resultados indicativos del funcionamiento de la estructura, observando que se comporta de la manera prevista. Generalmente estos resultados serán para cargas concretas, en lugar de combinaciones, de forma que el análisis se pueda comprender en mayor medida.

En primer lugar y para entender los gráficos de esfuerzos, se muestra la distribución de ejes locales que adopta el programa para cada elemento:

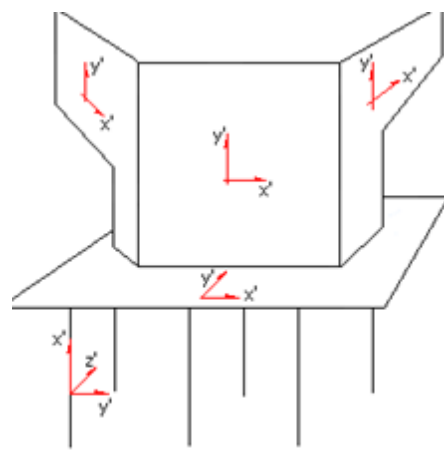


Figura 19. Ejes locales de cada elemento.

A continuación, se analizarán los resultados obtenidos para cada uno de los elementos del estribo.

5.1.1 Muro frontal

Una de las acciones que pueden dar buena idea acerca del comportamiento de este elemento es la del peso propio del tablero. Al estar apoyadas en tres puntos, cabe esperar una concentración de tensiones bajo apoyos, que se difunda a medida que se acerca a la zapata:

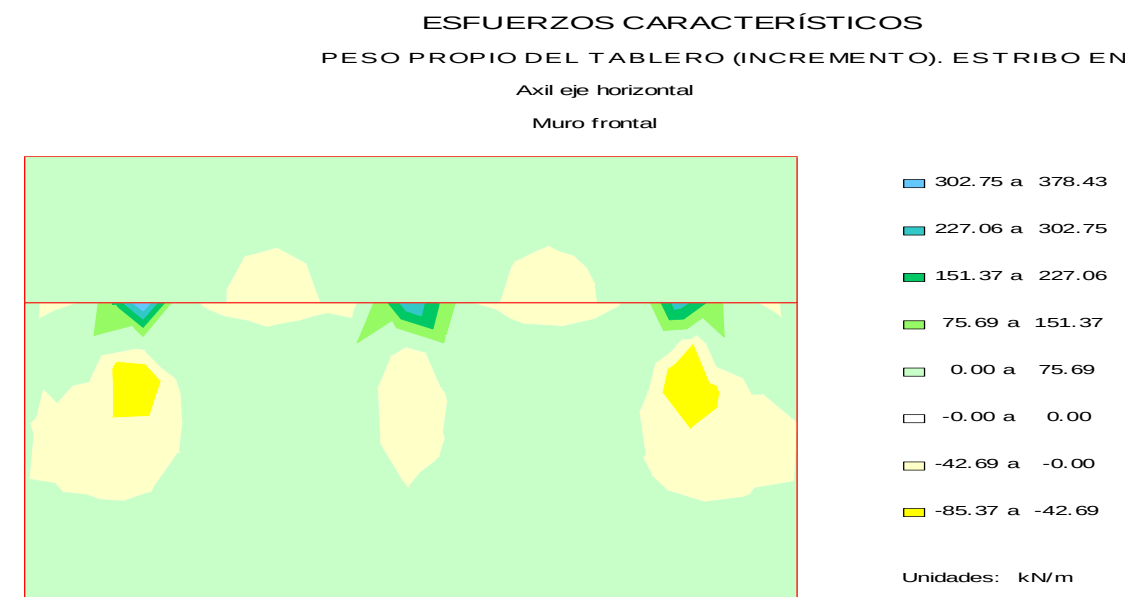


Figura 20. Axil de eje horizontal para el muro frontal para la acción del peso propio del tablero.

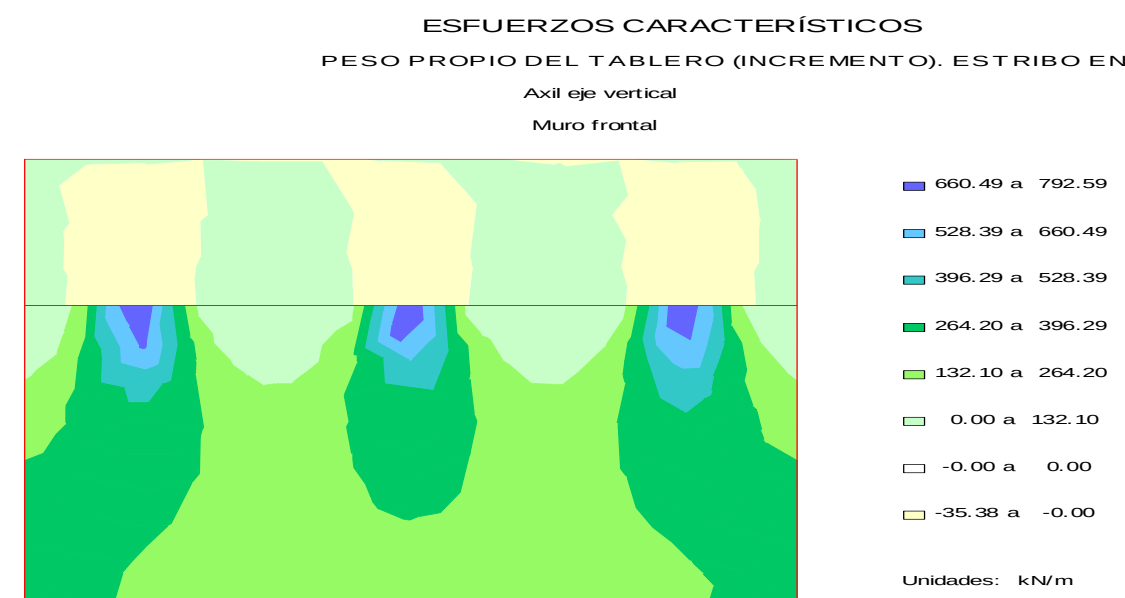


Figura 21. Axil de eje vertical para la acción del peso propio del tablero.

Como cabe esperar, las fuerzas axiales verticales tienden a difundirse en profundidad, pasando de un valor muy elevado bajo apoyos a uno más reducido en la base. En cuanto a las fuerzas horizontales, se producen compresiones elevadas bajo apoyos, y un bulbo de tracción en la zona donde empiezan a difundirse las tensiones verticales. El comportamiento es el esperado para esta comprobación.

Siguiendo con el muro frontal, se analizarán a continuación los resultados obtenidos para el empuje del terreno.

Para esta situación cabe esperar que el momento de eje longitudinal tenga un valor más elevado en la base, ya que en esta zona se encuentra unida rígidamente a la zapata. El resultado, como se puede ver en la siguiente figura, es de nuevo el esperado.

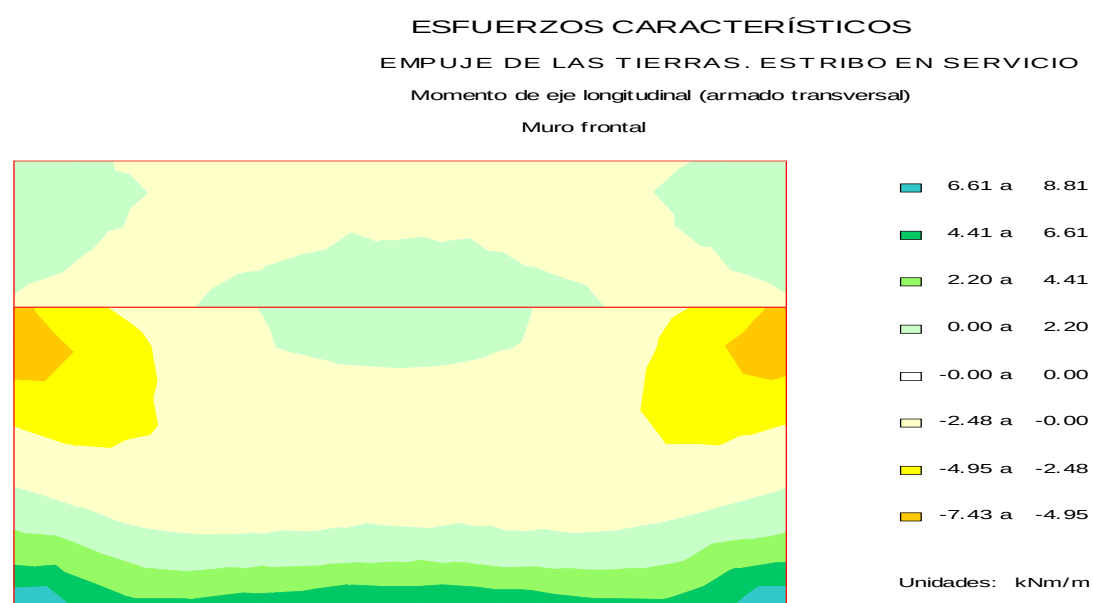


Figura 22. Momento de eje longitudinal en el muro frontal para la acción del empuje de tierras.

Se puede concluir que el modelo realizado, en el muro frontal, funciona correctamente.

5.1.2 Aletas

En las aletas los resultados no son tan intuitivos como en el muro frontal, debido a que no hay ninguna carga aplicada directamente sobre ellas, con excepción del empuje de las tierras. Este empuje hace suponer que, debido a las uniones rígidas entre los elementos del estribo, se producirán momentos de elevado valor en las franjas de conexión.

Los valores obtenidos están dentro de lo esperado, con momentos de valor elevado y dirección paralela a la zona de conexión con la zapata o muro frontal.

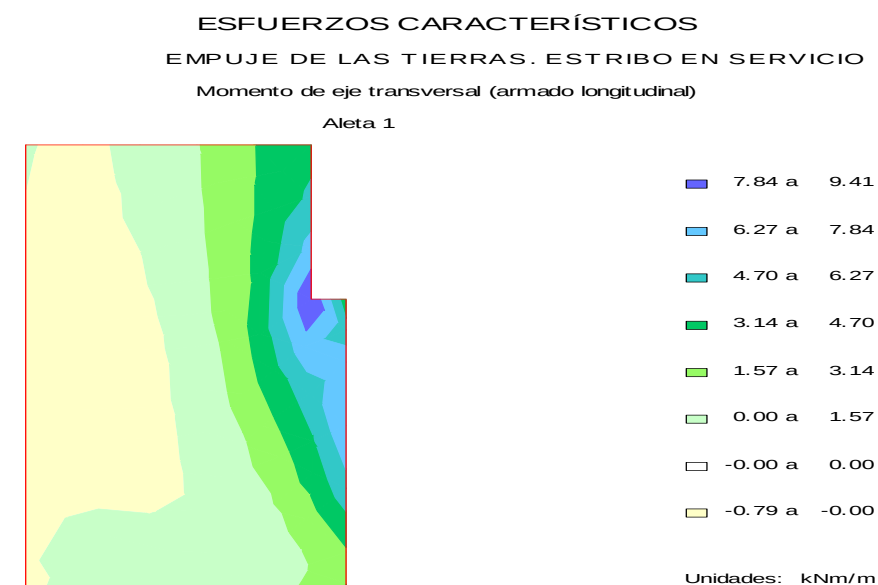


Figura 23. Momento de eje transversal en la Aleta 1 para la acción de empuje de tierras.

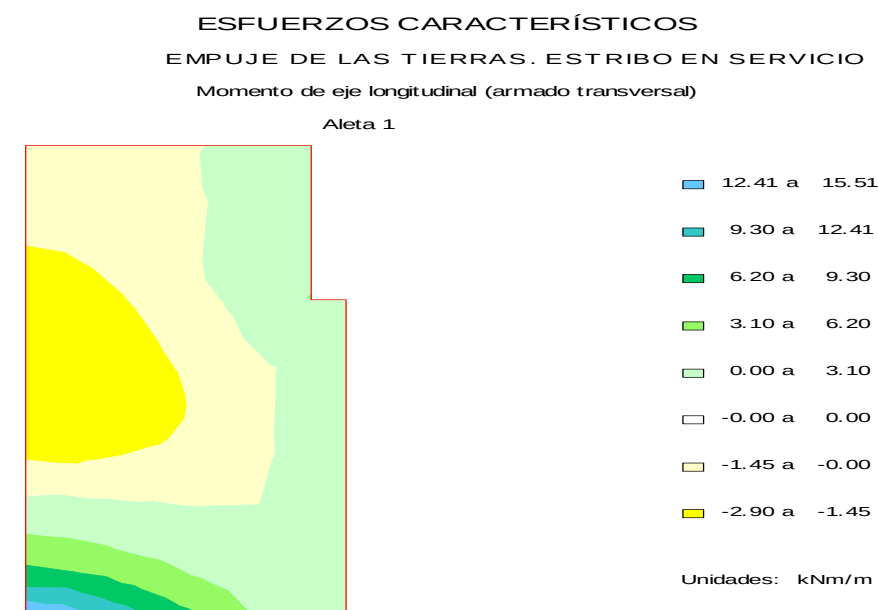


Figura 24. Momento de eje longitudinal en la Aleta 1 para la acción de empuje de tierras.

5.1.3 Zapata

Para el análisis del comportamiento de la zapata, se opta, en primer lugar, por comprobar los momentos obtenidos para el peso propio del estribo:

ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS
PESO PROPIO DEL ESTRIBO
Momento de eje transversal (armado longitudinal)
Zapata

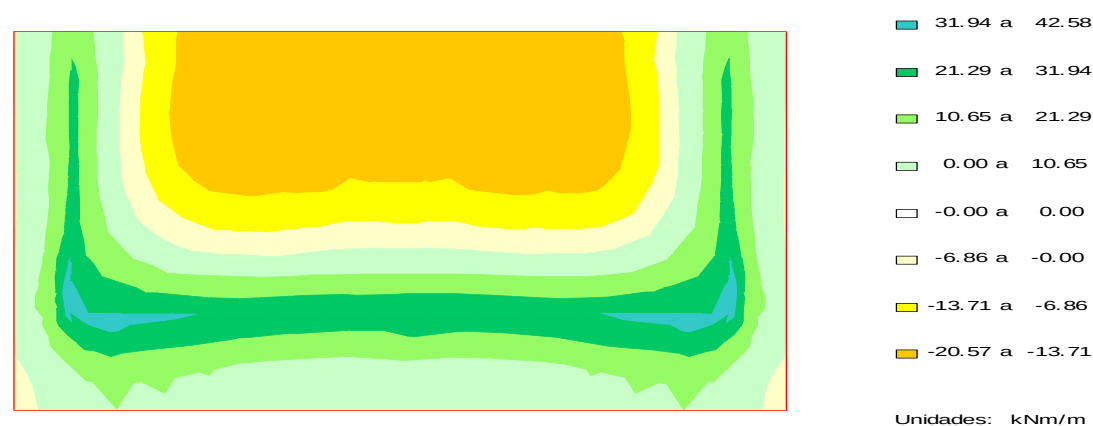


Figura 25. Momento de eje transversal en la Zapata para la acción de peso propio del estribo.

ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS
PESO PROPIO DEL ESTRIBO
Momento de eje longitudinal (armado transversal)
Zapata

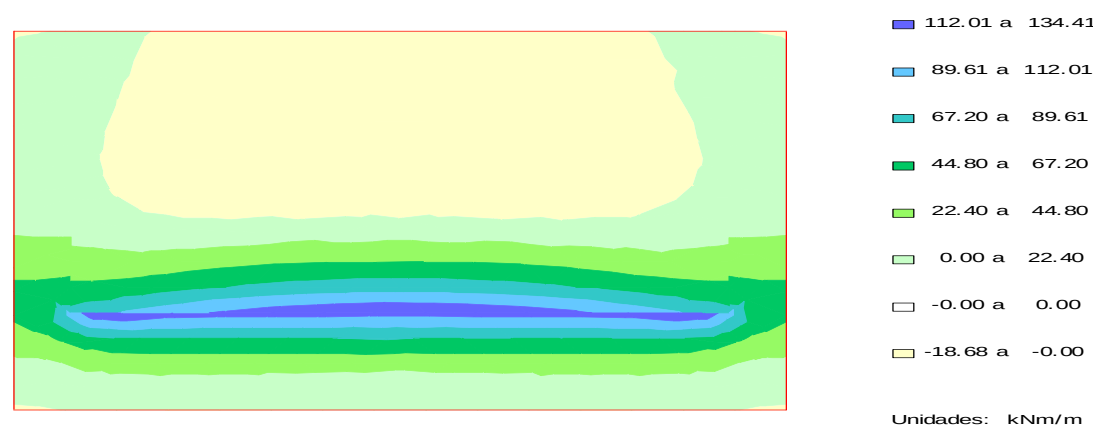


Figura 26. Momento de eje longitudinal en la Zapata para la acción del peso propio del estribo.

En este caso, como cabía esperar, se producen momentos positivos de elevada magnitud en la zona donde apoyan los muros que conforman el estribo, provocados por la carga vertical que este les transmite (más en el muro frontal que en las aletas, debido a su mayor espesor).

Por último, se realizará el análisis de los momentos provocados en la zapata debidos al empuje de tierras. En este caso, la carga provocada es una carga horizontal, que se transmitirá toda por el muro frontal y las aletas a los estribos. Esta carga, como se ha comentado anteriormente al analizar el

comportamiento del muro frontal, se transfiere como un momento de valor elevado en la base. Además, hay que destacar que el terreno presentará una reacción frente a estos esfuerzos de forma distribuida, provocando siempre momentos de signo negativo.

Teniendo esto en cuenta, cabe esperar valores de los momentos elevados en las zonas de conexión muros-zapata, donde predominará el transmitido por el muro, y valores tendiendo a negativos en las zonas más próximas a estos.

ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS
EMPUJE DE LAS TIERRAS. ESTRIBO EN SERVICIO
Momento de eje longitudinal (armado transversal)
Zapata



Figura 27. Momento de eje longitudinal en la Zapata para la acción de empuje de tierras.

ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS
EMPUJE DE LAS TIERRAS. ESTRIBO EN SERVICIO
Momento de eje transversal (armado longitudinal)
Zapata

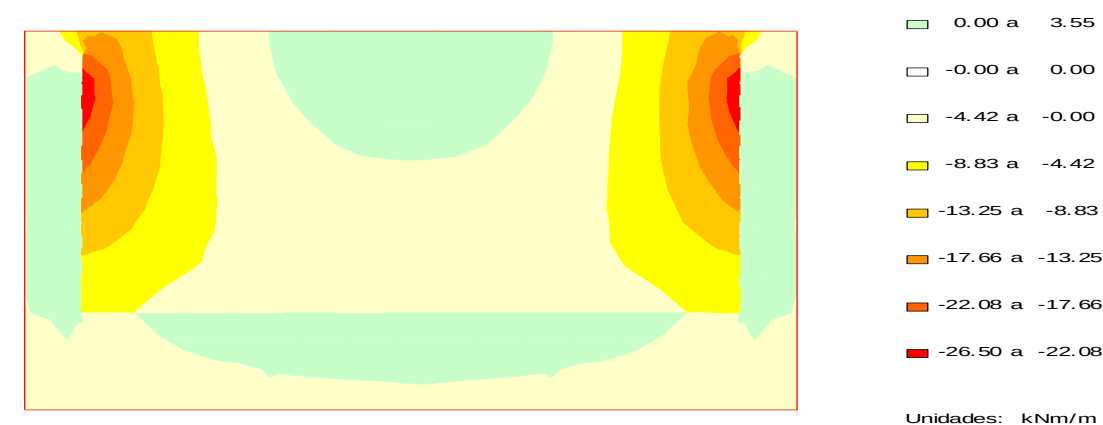


Figura 28. Momento de eje transversal en la Zapata para la acción de empuje de tierras.

A la vista de los resultados obtenidos, se verifican las hipótesis planteadas.

5.1.4 Conclusión

Una vez observados estos, y el resto de los gráficos de esfuerzos obtenidos para el modelo empleado, se concluye que se comporta correctamente y que, por lo tanto, los resultados obtenidos a partir de este son adecuados.

5.2 Comprobaciones geotécnicas

En este apartado se expondrán las comprobaciones geotécnicas efectuadas para el estribo. Todas las comprobaciones realizadas son las recogidas en la *Guía de cimentaciones de obras de carretera*.

Como se podrá comprobar, la comprobación geotécnica limitante ha sido la de hundimiento.

5.2.1 Estado límite de deslizamiento

Para verificar el estado límite de deslizamiento se han obtenido los coeficientes de seguridad para la combinación cuasi permanente y para la característica, comparándose con los valores límites recogidos en la citada norma. En la siguiente tabla se resumen los coeficientes de seguridad obtenidos:

	CS mínimo	CS calculado
Comb. Cuasi permanente	1,5	16,375
Comb. característica	1,3	9,844

Tabla 18. Coeficientes de seguridad frente a deslizamiento.

Este coeficiente de seguridad se obtiene mediante la relación entre las fuerzas estabilizadoras (rozamiento básicamente, ya que no se ha considerado el empuje pasivo quedando así del lado de la seguridad) y las fuerzas desestabilizadoras, obteniéndose un resultado muy del lado de la seguridad para esta comprobación.

$$FS_{desl} = \frac{H_{est}}{H_{des}} \geq FS_{desl,adm}$$

5.2.2 Estado límite de vuelco

El estado límite frente a vuelco se ha verificado de la misma manera que en el caso anterior, obteniendo la relación entre el momento estabilizador y el momento desestabilizador que afecta a la estructura:

$$FS = \frac{\sum \gamma * \psi * M_{estabilizadora} / R}{\sum \gamma * \psi * M_{desestabilizadora}}$$

Los coeficientes de seguridad obtenidos en este caso están recogidos en la siguiente tabla:

	CS mínimo	CS calculado
--	-----------	--------------

Comb. Cuasi permanente	2	17,306
Comb. característica	1,8	8,175

Tabla 19. Coeficientes de seguridad frente a vuelco.

Como cabe esperar debido a la geometría de la estructura calculada, el coeficiente de seguridad frente a vuelco adopta un valor elevado, quedando así del lado de la seguridad.

5.2.3 Estado límite de hundimiento

El valor de la carga de hundimiento se obtiene a partir del estudio geotécnico, donde se ha limitado a 260 kN/m² por los asientos. Por lo tanto, con un factor de seguridad de 3, la presión de hundimiento se define como unos 750 kN/m².

Comparando con este valor para las situaciones definidas en la *Guía de cimentaciones de obras de carretera*, los coeficientes de seguridad obtenidos son los siguientes:

	CS mínimo	CS calculado
Comb. Cuasi permanente	3	3,803
Comb. característica	2,6	2,745

Tabla 20. Coeficientes de seguridad frente a hundimiento.

Hay que destacar, como se puede deducir de los coeficientes de seguridad obtenidos, que el hundimiento ha sido el factor limitante para las dimensiones de la zapata.

La metodología de cálculo para esta comprobación consiste en el cálculo de la presión vertical más desfavorable para las distintas situaciones de proyecto en las cuatro esquinas de la zapata, obteniéndose a partir de esta presión máxima el coeficiente de seguridad frente a hundimiento.

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

5.2.4 Estado límite de asientos

Para finalizar con las comprobaciones geotécnicas, se han obtenido los asientos máximos de la estructura en servicio, comparándose con los valores límite.

Los máximos movimientos verticales deben obtenerse a partir de la envolvente generada para cada situación, combinación e instante límite. Se comparan todos los nodos de todos los triángulos que componen la placa del modelo de elementos finitos correspondiente al muro frontal del estribo.

La comprobación realizada es básicamente la siguiente:

$$u_{vertical} < u_{admisible\ vertical}$$

En la siguiente tabla se recogen los resultados obtenidos:

	Asiento máximo (mm)	Asiento calculado (mm)
Comb. Cuasi permanente	5	0,9
Comb. característica	5	1,2

Tabla 21. Asientos obtenidos para las distintas situaciones de proyecto.

5.3 Comprobaciones estructurales

Todas las comprobaciones de carácter estructural se han llevado a cabo siguiendo la *EHE-08*. A lo largo de este apartado se expondrá la metodología de cálculo para cada comprobación. En los siguientes subapartados, a diferencia de en los del cálculo del tablero, no se entrará en resultados debido a la gran cantidad de elementos para los cuales se dimensiona.

Los planos de armado definitivos para los estribos se pueden consultar en el *Plano nº7: Puente*, así como los cálculos de estos armados pueden consultarse en la memoria de cálculo del programa *CivilCAD 3000* adjunta a este documento.

5.3.1 Estado límite de flexión

La comprobación del Estado límite de rotura por flexión se lleva a cabo para cada situación, combinación e instante límite. Se analizan todas las placas del modelo de elementos finitos. Para cada uno de los nodos de los elementos en que se discretiza cada placa se obtienen los siguientes resultados:

- Armaduras en la fibra 1 en la dirección X.
- Armaduras en la fibra 2 en la dirección X.
- Armaduras en la fibra 1 en la dirección Y.
- Armaduras en la fibra 2 en la dirección Y.

Las armaduras a obtener son las armaduras de cálculo, las armaduras mecánicas y las armaduras geométricas.

Para el cálculo de las armaduras se utilizan las subrutinas de utilización general dentro del programa *CivilCAD3000*, las cuales generan una sección rectangular de dimensiones 1m de ancho y el canto de la placa en cada punto considerado. Esta sección se somete a los esfuerzos de cálculo de las envolventes anteriores. El hormigón y acero de los elementos estructurales será el de la zapata o bien el del alzado en función de la placa considerada en cada caso.

Finalmente cabe comentar que para el dimensionamiento de las armaduras se impone en las secciones rectangulares un recubrimiento mecánico que depende del valor del recubrimiento geométrico y de los diámetros de las posiciones de las armaduras.

5.3.2 Estado límite de fisuración

El cálculo del EL de fisuración se lleva a cabo para las siguientes posiciones:

- Posición 10: Zapata. Transversal Inferior
- Posición 12: Zapata. Longitudinal Inferior
- Posición 15: Zapata. Transversal Superior
- Posición 18: Zapata. Longitudinal Superior
- Posición 26: Muro frontal. Vertical. Exterior
- Posición 28: Muro frontal. Horizontal. Exterior
- Posición 30: Muro frontal. Vertical. Interior
- Posición 33: Muro frontal. Horizontal. Interior
- Posición 41: Espaldón. Vertical. Exterior
- Posición 42: Espaldón. Horizontal. Exterior
- Posición 44: Espaldón. Vertical. Interior
- Posición 45: Espaldón. Horizontal. Interior
- Posición 61: Aleta 1. Vertical. Exterior
- Posición 62: Aleta 1. Horizontal. Exterior. Zona inferior
- Posición 63: Aleta 1. Horizontal. Exterior. Zona superior
- Posición 65: Aleta 1. Vertical. Interior. Zona inferior
- Posición 67: Aleta 1. Vertical. Interior. Zona superior
- Posición 68: Aleta 1. Horizontal. Interior. Zona inferior
- Posición 69: Aleta 1. Horizontal. Interior. Zona superior
- Posición 81: Aleta 1. Voladizo. Horizontal. Exterior
- Posición 82: Aleta 1. Voladizo. Vertical. Exterior
- Posición 84: Aleta 1. Voladizo. Horizontal. Interior
- Posición 85: Aleta 1. Voladizo. Vertical. Interior
- Posición 101: Aleta 2. Vertical. Exterior
- Posición 102: Aleta 2. Horizontal. Exterior. Zona inferior
- Posición 103: Aleta 2. Horizontal. Exterior. Zona superior
- Posición 105: Aleta 2. Vertical. Interior. Zona inferior
- Posición 107: Aleta 2. Vertical. Interior. Zona superior
- Posición 108: Aleta 2. Horizontal. Interior. Zona inferior
- Posición 109: Aleta 2. Horizontal. Interior. Zona superior
- Posición 121: Aleta 2. Voladizo. Horizontal. Exterior
- Posición 122: Aleta 2. Voladizo. Vertical. Exterior
- Posición 124: Aleta 2. Voladizo. Horizontal. Interior
- Posición 125: Aleta 2. Voladizo. Vertical. Interior

Para cada una de estas posiciones, se lleva a cabo el dimensionamiento del EL de fisuración utilizando las subrutinas de utilización general del programa *CivilCAD3000*.

Se genera para ello un cálculo de fisuración con las siguientes consideraciones:

- Se consideran todas las placas en las que puede estar ubicada la posición que se considera en cada caso
- Si cada placa es de canto constante, solo se requerirá un cálculo. Si son de canto variable, se llevará a cabo un cálculo sobre cada nodo de cada placa.
- En cada cálculo, se consideran las armaduras de tracción en las dos caras a partir de los resultados del cálculo del Estado límite de rotura por flexión.
- Análogamente ocurre lo mismo para con los recubrimientos mecánicos. Éstos resultarán de asumir unos valores para cada diámetro, en caso de que el usuario no haya prefijado su valor.
- Los esfuerzos de cálculo se obtendrán de las envolventes generadas para cada situación, combinación e instante. Se considerarán los esfuerzos (N,Mx) cuando se analice una posición en la dirección de eje local de placa X, y los esfuerzos (N,My) cuando se analice una posición en la dirección de eje local de la placa Y.

5.3.3 Estado límite de cortante

La comprobación del Estado límite de rotura por cortante se lleva a cabo para cada situación, combinación e instante límite. Se analizan todas las placas del modelo de elementos finitos. Para cada uno de los nodos de los elementos en que se discretiza cada placa se obtienen los siguientes resultados:

- Armaduras de cortante.
- Armaduras mínimas de cortante.
- La comprobación sobre las bielas de compresión.

Los esfuerzos a considerar se obtienen de las envolventes generadas para cada situación, combinación e instante límite.

Para el cálculo de las armaduras se utilizan las subrutinas de utilización general dentro del programa *CivilCAD3000*, las cuales generan una sección rectangular de dimensiones 1m de ancho y el canto de la placa en cada punto considerado. Esta sección se somete a los esfuerzos de cálculo de las envolventes anteriores. El hormigón y acero de los elementos estructurales será el de la zapata o bien el del alzado en función de la placa considerada en cada caso.

Para el dimensionamiento de las armaduras se impone en las secciones rectangulares un recubrimiento mecánico que depende del valor del recubrimiento geométrico y de los diámetros de las posiciones de las armaduras.

La comprobación de las bielas de compresión que se lleva a cabo consiste en la comprobación del máximo valor correspondiente a $(V_d / V_{u1})^2$.

5.3.4 Estado límite de deformaciones

La verificación del EL de deformaciones consiste en llevar a cabo la siguiente comprobación:

$$u_{horizontal} < u_{admisible\ horizontal}$$

$$u_{vertical} < u_{admisible\ vertical}$$

La comprobación debe llevarse a cabo para todas las situaciones, combinaciones e instantes límites correspondientes al estado límite de deformaciones.

Los máximos movimientos horizontal y vertical deben obtenerse a partir de la envolvente generada para cada situación, combinación e instante límite. Se comparan todos los nodos de todos los triángulos que componen la placa del modelo de elementos finitos correspondiente al muro frontal del estribo.

Para mostrar los resultados de deformaciones de manera gráfica, a continuación, se recogen las gráficas de desplazamientos máximos y mínimos para muros y aletas:

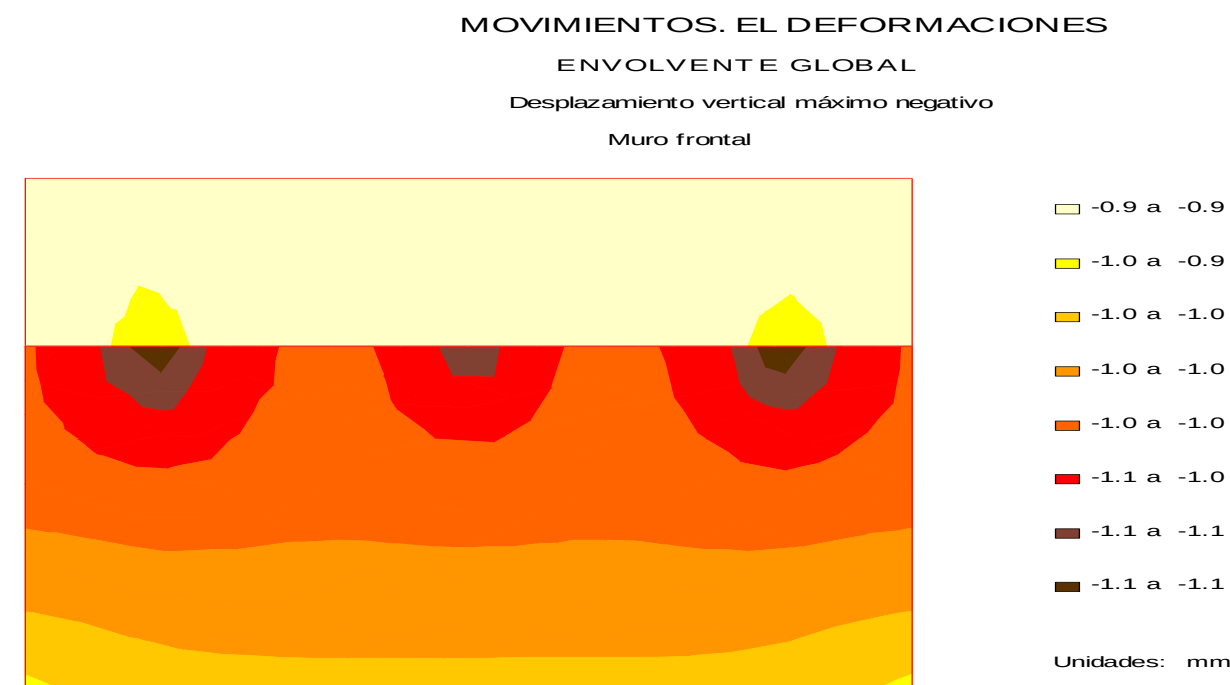


Figura 29. Gráfica de deformaciones horizontales mínimas en el muro frontal.

Únicamente se generan estos desplazamientos por las cargas horizontales transmitidas por el tablero, por lo que la mayor deformación se concentra en la zona de los apoyos, como se puede comprobar.

MOVIMIENTOS. EL DEFORMACIONES

ENVOLVENTE GLOBAL

Desplazamiento horizontal máximo positivo

Muro frontal

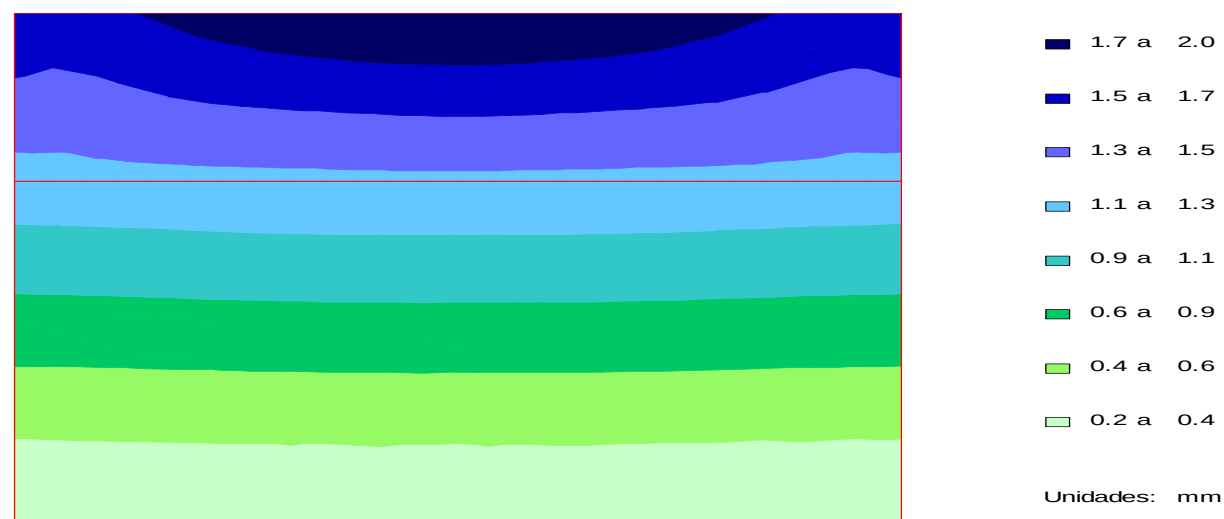


Figura 30. Gráficas de deformaciones horizontales máximas y mínimas en el muro frontal.

MOVIMIENTOS. EL DEFORMACIONES

ENVOLVENTE GLOBAL

Desplazamiento horizontal máximo positivo

Aleta 2

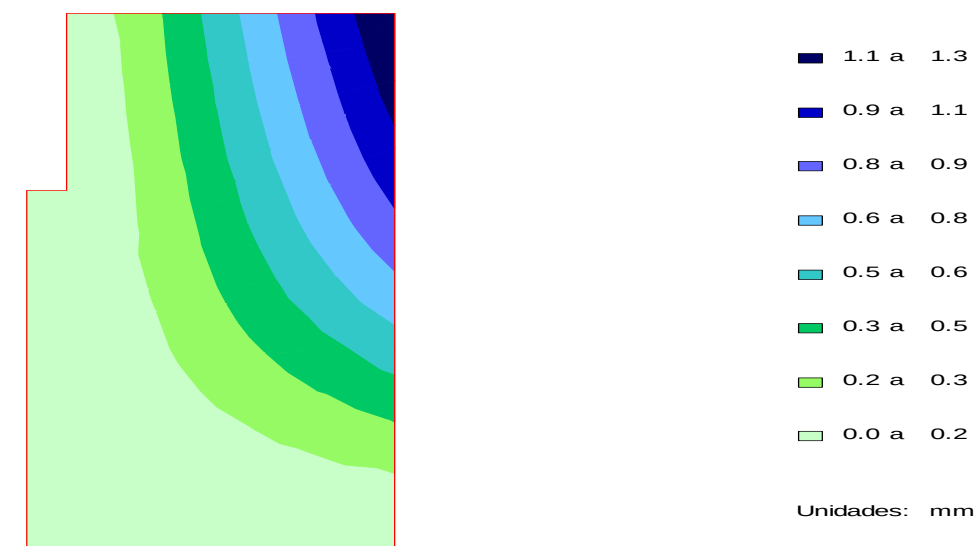


Figura 32. Desplazamiento horizontal máximo positivo en la Aleta 2.

MOVIMIENTOS. EL DEFORMACIONES

ENVOLVENTE GLOBAL

Desplazamiento horizontal máximo positivo

Aleta 1

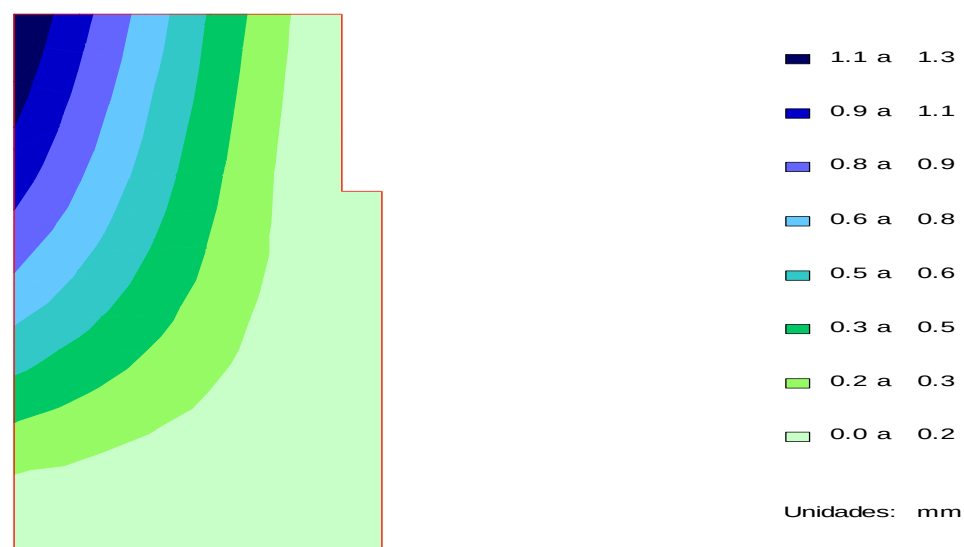


Figura 31. Desplazamiento horizontal máximo positivo en la Aleta 1.

Los desplazamientos horizontales en esta dirección crecen desde 0 en la base hasta un máximo de 2 cm en la zona superior del espaldón, mayoritariamente provocados por el empuje del terreno.

Para todos los casos, el desplazamiento máximo es inferior al valor límite de 5 mm.

5.4 Aparatos de apoyo

Para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo se ha recurrido a las *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera*. Debido a que no se obtienen reacciones verticales en sentido negativo para ninguna combinación, no será necesario el empleo de neoprenos anclados.

Se ha decidido emplear aparatos de apoyo de neopreno zunchado y se ha recurrido a la firma comercial Mecanogumba para la elección de los mismos. Recurriendo a las tablas de predimensionado del catálogo de la firma se han proyectado 6 neoprenos (3 en cada estribo) de 500x500 mm de dimensiones en planta, cinco capas internas de elastómero de 11 mm de espesor y chapas de acero de 4 mm de espesor intercaladas.

Siguiendo la nomenclatura de las *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los aparatos elastoméricos para puentes de carretera*, pueden definirse como TIPO A 500x500x5(11+4)

En la nomenclatura anterior, $A \times B \times n(e_1 + e_2)$, los términos son:

- $A \times B$, dimensión menor x dimensión mayor en planta, con paralelo al eje del tablero.
- n , número de capas interiores de elastómero.

- e_1 espesor de cada capa interior de elastómero y e_s el de las chapas de acero

En la siguiente tabla se resumen los datos que se van a considerar para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo:

		Q_z , concomitante
Máxima reacción horizontal Q_y, max	142 kN	1994,61 kN
Máxima reacción vertical Q_z, max	3.414,27 kN	
Mínima reacción vertical Q_z, max	1994,61 kN	
Máxima rotación θ	0,003256 rad	

Tabla 22. Valores de cálculo para los aparatos de apoyo.

5.4.1 Características de los aparatos de apoyo

- Resistencia a la tracción mínima: 16 MPa
- Alargamiento en rotura mínimo: 400 %
- Deformación remanente por compresión durante 22 h a 70 °C: 30 %
- Dureza Shore: 55-65
- Resistencia al ozono: sin grietas
- Módulo de elasticidad transversal para cargas de larga duración G_∞ : 0,9 MPa
- Módulo de elasticidad transversal para cargas instantáneas $G_0 \approx G_\infty$: 1,8 MPa

Se ha considerado, siguiendo los consejos de la firma comercial, un módulo de elasticidad $E=600$ MPa para todos los apoyos, aproximado así el valor real, que resulta variable en función de la velocidad de aplicación de la carga, su valor y duración, y la forma del aparato de apoyo.

Multiplicando el módulo de elasticidad por la superficie y dividiendo entre la altura total de elastómero se obtiene la rigidez frente a deformación vertical. Se tiene un valor de K_v de 1979381,5 kN/m.

La rigidez horizontal de cada neopreno se obtiene como el producto del módulo de elasticidad transversal por las dimensiones en planta y dividiendo el anterior resultado entre el espesor total de elastómero. Resultan un valor de: 3865,8 kN/m.

5.4.2 Comprobación de los aparatos de apoyo

En los siguientes apartados se procede a realizar la comprobación del correcto funcionamiento de los aparatos de apoyo seleccionados. Este proceso se realizará en 7 etapas.

5.4.2.1 Compresión media máxima

Se ha de verificar:

$$\sigma_{max} = \frac{Q_z max}{A * B} \leq \sigma_{adm} \quad ; \quad \sigma_{max} \leq 2 \cdot G_\infty \cdot S$$

Donde σ_{adm} es la tensión admisible y para el caso de carreteras adopta un valor de 15MPa y S se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{A * B}{2 * (A + B) * e_1}$$

$Q_z max$ (kN)	$A \cdot B$ (mm ²)	σ_{max} (MPa)	G_∞ (MPa)	S	$2 \cdot G_\infty \cdot S$ (MPa)	σ_{adm} (MPa)
3.414,27	250.000	13,66	0.9	11,36	20,45	15

Tabla 23. Comprobación compresión media máxima en los aparatos de apoyo.

Por tanto, se verifican ambas expresiones.

5.4.2.2 Seguridad al deslizamiento

Se ha de verificar:

$$\sigma_{min} = \frac{Q_z min}{A * B} \geq 3 MPa$$

$Q_z min$ (kN)	$A \cdot B$ (mm ²)	σ_{min} (MPa)
1994,59	250.000	7,98

Tabla 24. Comprobación seguridad al deslizamiento aparatos de apoyo (I).

Según el catálogo para $\sigma_{min} \geq 5 MPa$ es suficiente el rozamiento existente entre el apoyo y la superficie de la estructura para asegurar que no deslicen el uno sobre la otra ante la acción de los esfuerzos horizontales admisibles.

A continuación, se comprueba que para la reacción horizontal máxima no se produce el deslizamiento. Para ello se ha de verificar la siguiente expresión:

$$Q_y \leq \mu \cdot Q_z$$

De donde obtenemos que el coeficiente de rozamiento necesario para que se cumpla dicha condición tendrá que ser:

$$\mu_{nec} \geq \frac{Q_y}{Q_z}$$

Q_y (kN)	Q_z (kN)	μ_{nec}
142	1994,61	0,0712

Tabla 25. Comprobación seguridad al deslizamiento aparatos de apoyo (II).

A continuación, obtenemos el coeficiente de rozamiento real que se produce mediante la siguiente expresión:

$$\mu = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma} ; \quad \sigma = \frac{Q_z \text{ concomitante}}{A * B}$$

$Q_z \text{ concomitante (kN)}$	$A \cdot B \text{ (mm}^2\text{)}$	$\sigma \text{ (MPa)}$	μ	μ_{nec}
1994,61	250.000	7,98	0,145	0,0712

Tabla 26. Comprobación seguridad al deslizamiento aparatos de apoyo (III).

Se moviliza un rozamiento superior al necesario por tanto se verifica la condición de no deslizamiento.

5.4.2.3 Distorsión máxima admisible

Se ha de verificar:

$$\tan \gamma_{\infty} = \frac{u_{\infty}}{e_N} \leq 0,5 \quad ; \quad \tan \gamma = \frac{u}{e_N} \leq 0,7$$

Donde:

- u_{∞} es la deformación longitudinal máxima debida a cargas lentas (permanentes).
- u es la deformación longitudinal máxima debida a la suma de las cargas permanentes y la sobrecarga de uso.
- e_N es el espesor de elastómero

Debido a la forma en la que se modeliza la estructura, no se dispone de información acerca de la deformación longitudinal máxima que producen las cargas permanentes.

Se comprueba para el segundo caso, con las sobrecargas de uso (en este caso el máximo desplazamiento horizontal, producido por la acción térmica, que se calcula en el apartado 5.5 Juntas de dilatación), que el valor obtenido entra dentro del límite:

$$\tan \gamma = \frac{u}{e_N} = 0,55 < 0,7$$

5.4.2.4 Rotación máxima admisible

Se ha de verificar:

$$\theta_y \leq 3 * n * \left(\frac{e_1}{A}\right)^2$$

$\theta_y \text{ (rad)}$	n	$e_1 \text{ (mm)}$	$A \text{ (mm)}$
0,003256	5	11	500

Tabla 27. Comprobación rotación máxima admisible.

Sustituyendo en la expresión anterior los correspondientes valores se obtiene un resultado de 0,00726 rad, que será la rotación máxima admisible, y dado que la que experimenta nuestra estructura es inferior, se puede decir que se cumple la limitación.

5.4.2.5 Estabilidad en el aparato de apoyo

Para asegurarnos de que no se ve comprometida la estabilidad del apoyo habrá de cumplirse la siguiente condición:

$$\frac{A}{10} \leq e_N \leq \frac{A}{5}$$

Sustituyendo los valores correspondientes en los términos de la expresión anterior comprobamos que efectivamente, se verifica la condición: $50 \leq 55 \leq 100$

5.4.2.6 Espesor de las chapas de acero

Se ha de verificar:

$$e_s \geq \frac{A * \sigma_{max}}{S * \sigma_u} \quad ; \quad e_s \geq 2 \text{ mm}$$

Para $e_s > 3 \text{ mm}$ se tiene una $\sigma_u = 240 \text{ MPa}$.

Sustituyendo en la expresión anterior los correspondientes valores se obtiene un resultado de 2,51mm. Dado que las chapas del aparato de apoyo seleccionado son de 5 mm, se cumplen ambas condiciones.

5.4.2.7 Limitación de la tensión tangencial

Se ha de verificar:

$$\tau_{N_e} + \tau_{N_y} + \tau_{N_{\theta}} \leq 5 * G_{\infty}$$

De donde $\tau_{N_e}, \tau_{N_y}, \tau_{N_{\theta}}$ se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$\tau_{N_e} = 1,5 * \frac{\sigma}{S} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{N_y} = \frac{Q_y^{\infty} + Q_y^0}{A * B} = 0,568 \text{ MPa}$$

$$\tau_{N_{\theta}} = \frac{G_{\infty}}{2} * \left(\frac{A}{e_1}\right)^2 * \theta_1 = 0,605 \text{ MPa}$$

Donde:

- $\theta_1 = \frac{\theta_y}{n}$
- Q_y^{∞} es la máxima fuerza horizontal debida a cargas lentas (permanentes).
- Q_y^0 es la máxima fuerza horizontal debida a cargas lentas (permanentes) y sobrecarga de uso.
- Teniendo que ser τ_{N_e} en todo caso inferior a $5 * G_{\infty}$ que es igual a 4,5 MPa.

Sustituyendo los valores correspondientes en los términos de las expresiones anteriores se llega a la siguiente expresión, que verifica que se cumple la limitación de tensión tangencial:

$$2,97 \text{ MPa} \leq 4,5 \text{ MPa}$$

5.5 Juntas de dilatación

Para evaluar los desplazamientos horizontales máximos que se producen en el tablero se ha empleado la variación uniforme de temperatura recogida en la IAP 11. El valor máximo y mínimo de la temperatura recogidos en dicha normativa, para la zona donde se ubica el puente, y corregidos para el material empleado, son los siguientes:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min} = -5 + 8 = 3^{\circ}C$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max} = 42 + 2 = 44^{\circ}C$$

Para el cálculo del valor característico de la máxima variación de la componente de temperatura (valora a partir del cual se obtendrá la temperatura a emplear para el dimensionamiento de las juntas de dilatación) será necesaria la temperatura inicial T_0 . En este caso, debido a que se desconoce dicho valor, se asumirá el valor indicado por la citada norma: $T_0=15^{\circ}C$. El valor característico se calcula como:

$$\Delta T_{n,con} = T_0 - T_{e,min} = 15 - 3 = 12^{\circ}C$$

$$\Delta T_{n,exp} = T_{e,max} - T_0 = 44 - 15 = 29^{\circ}C$$

El dimensionamiento de las juntas de dilatación (y de los aparatos de apoyo) se realizará considerando una variación máxima de contracción y dilatación para la componente uniforme de temperatura de:

$$\Delta T_{n,con} + 15 = 27^{\circ}C$$

$$\Delta T_{n,exp} + 15 = 44^{\circ}C$$

Este valor, junto al coeficiente de dilatación térmica lineal del hormigón ($\alpha=10 \times 10^{-6}^{\circ}C^{-1}$), permitirán calcular el máximo desplazamiento positivo y negativo:

$$L_f = \Delta T \cdot \alpha \cdot L_0$$

Dilatación máxima	Contracción máxima
18,81 mm	-11,5 mm

Tabla 28. Valores de dilatación y contracción máximos obtenidos.

Además de la acción térmica, la retracción de la losa puede ser también causante de desplazamientos horizontales, en este caso de contracción. El elemento más propenso a sufrir deformaciones de este tipo es la losa, no solo por su gran superficie, sino por la menor resistencia del hormigón que lo conforma en comparación al hormigón pretensado de las vigas en artesa.

Para realizar una estimación del orden de magnitud de estos desplazamientos, se ha seguido lo indicado en la Tabla 39.7c de la EHE-08, interpolándose para un espesor de 250 mm:

t [días]	Humedad relativa [%]					
	50		70		90	
	Espesor medio [mm]					
	50	600	50	600	50	600
14	-186	-30	-146	-29	-76	-28
30	-332	-46	-258	-43	-126	-37
90	-455	-84	-352	-74	-170	-55
365	-513	-177	-397	-145	-193	-88
1.825	-529	-305	-409	-242	-198	-129
10.000	-532	-369	-412	-289	-199	-149

Tabla 29. Tabla 39.7c de la EHE-08.

El valor resultante para una humedad relativa del 50%, 250 mm de espesor, y la mayor longitud de la losa es de:

Valor de la retracción	Desplazamiento
-450,5x10 ⁻⁶	-19,23 mm

Tabla 30. Desplazamiento de retracción en la losa.

Cabe destacar que esta comprobación se ha efectuado suponiendo que la retracción de la losa se produce en la misma medida en las vigas, sin generar momentos, obteniéndose de esta forma un desplazamiento más desfavorable.

Para estos valores de desplazamientos máximos obtenidos se ha optado por disponer de la junta tipo "Transflex-400" o similar, de 102 mm de recorrido, dimensiones que quedan dentro del lado de la seguridad.

6 Conclusión

A lo largo del presente documento se ha procedido a la definición de los elementos estructurales (tablero y estribos) del puente proyectado. Para ello se han realizado los cálculos necesarios, comprobando los coeficientes de seguridad frente a los distintos estados límite, de la forma justificada que se ha expuesto en cada uno de los puntos.

Como resultado de este proceso se han obtenido las dimensiones y armados de los elementos estructurales, que quedan recogidas en el Plano nº7: Puente.

Valencia, 25 de mayo de 2018

Pedro Vilar Ferrero