

Anejo nº 4:

CÁLCULOS ESTRUCTURALES



Francisco Simón Marco Espinosa

1.	GENERALIDADES.....	5
1.1.	OBJETO DEL PRESENTE ANEJO	5
1.2.	CONDICIONANTES Y LIMITACIONES	5
1.3.	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA	5
1.3.1.	TRAZADO DE LA SOLUCIÓN	6
1.3.1.1.	Trazado en alzado	6
1.3.1.2.	Trazado en planta	6
1.3.1.3.	Trazado transversal.....	6
1.3.2.	TIPOLOGÍA	7
1.3.2.1.	Familia tipológica	7
1.3.2.2.	Elementos resistentes.....	7
1.3.2.2.1.	Subestructuras	7
1.3.2.2.2.	Aparatos de apoyo y juntas de dilatación.....	7
1.3.2.2.3.	Sistema longitudinal	7
1.3.2.2.4.	Elementos transversales.....	8
1.3.2.2.5.	Tablero	9
2.	BASES DE CÁLCULO.....	10
2.1.	NORMATIVA Y RECOMENDACIONES	10
2.2.	AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS.....	10
2.2.1.	ESTADO LÍMITE DE DURABILIDAD	10
2.2.2.	RECUBRIMIENTO MÍNIMO	11
2.2.3.	PROTECCIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL	12
2.3.	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	12
2.3.1.	ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO	12
2.3.2.	ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN	13
2.4.	COEFICIENTES DE SEGURIDAD	14
2.4.1.	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....	14
2.4.1.1.	Coeficientes parciales de seguridad de los materiales.....	14
2.4.1.2.	Coeficientes parciales de seguridad de las acciones.....	14
2.4.2.	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	14
2.4.2.1.	Coeficientes parciales de seguridad de los materiales.....	14
2.4.2.2.	Coeficientes de seguridad de las acciones	15
2.5.	COMBINACIÓN DE ACCIONES	15

2.5.1.	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....	15
2.5.2.	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	15
2.5.3.	COEFICIENTES DE COMBINACIÓN	16
3.	ACCIONES	16
3.1.	NORMATIVA APLICADA.....	16
3.2.	ACCIONES PERMANENTES	16
3.2.1.	PESO PROPIO	16
3.2.2.	CARGA MUERTA	16
3.2.2.1.	Pasarela	16
3.2.2.2.	Calzada	17
3.3.	ACCIONES VARIABLES	17
3.3.1.	SOBRECARGA DE USO	17
3.3.1.1.	Puntual vertical.....	18
3.3.1.2.	Uniformemente distribuida vertical	20
3.3.2.	VIENTO	20
3.3.2.1.	Parámetros básicos de viento.....	20
3.3.2.2.	Viento transversal.....	20
3.3.2.2.1.	Empuje horizontal	20
3.3.2.2.2.	Empuje vertical	21
3.3.2.2.3.	Momento de vuelco sobre el tablero.....	21
3.3.2.3.	Viento horizontal	21
3.3.3.	NIEVE	21
3.3.4.	ACCIONES TÉRMICAS	22
3.3.4.1.	Componente uniforme de la temperatura del tablero.	22
3.3.4.2.	Componente de la diferencia de temperatura (gradiente térmico)	22
3.3.4.3.	Diferencia horizontal	22
3.4.	ACCIONES ACCIDENTALES	22
4.	HIPÓTESIS DE CARGA	23
5.	MODELO ESTRUCTURAL.....	24
5.1.	PROGRAMAS DE ORDENADOR UTILIZADOS	24
5.1.1.	SAP 2000.....	24
5.1.2.	CALC-FLEX (VERSIÓN ALUMNOS)	24
5.2.	MODELO EMPLEADO	25

6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES DE SUBESTRUCTURA.....27

6.1. ESTRIBO SUR27

6.1.1. SECCIÓN TIPO27

6.1.2. MURO FRONTAL.....27

6.1.2.1. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales28

6.1.2.2. Armaduras mínimas30

6.1.2.2.1. Armadura mínima geométrica de tracción.....30

6.1.2.2.2. Armadura mínima mecánica de tracción.....30

6.1.2.2.3. Armadura mínima por control de fisuración30

6.1.2.2.4. Armadura mínima en la cara comprimida:30

6.1.2.2.5. Armadura mínima horizontal:30

6.1.2.3. Cálculo de longitudes de anclaje.....30

6.1.2.4. Armadura bajo carga concentrada del apoyo31

6.1.2.5. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales31

6.1.2.6. Estado límite último de agotamiento por esfuerzo rasante.....31

6.1.2.7. Estado límite de servicio de limitación de tensiones.32

6.1.2.8. Estado límite de servicio de fisuración.....32

6.1.2.9. Resumen de armados para el muro frontal33

6.1.3. ALETAS Y MUROS LATERALES.33

6.1.4. MURETE DE GUARDA Y LOSA DE TRANSICIÓN.....33

6.1.5. ZAPATA CORRIDA33

6.1.5.1. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales35

6.1.5.2. Armaduras mínimas35

6.1.5.2.1. Armadura mínima geométrica de tracción.....35

6.1.5.2.2. Armadura mínima mecánica de tracción.....35

6.1.5.2.3. Armadura mínima por control de fisuración35

6.1.5.2.4. Armadura mínima en la cara comprimida:35

6.1.5.3. Armadura en la dirección transversal36

6.1.5.4. Cálculo de longitudes de anclaje.....36

6.1.5.5. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales36

6.1.5.6. Estado límite de servicio de limitación de tensiones.36

6.1.5.7. Estado límite de servicio de fisuración.....37

6.1.5.8. Resumen de armados para zapata.....37

6.2. ESTRIBO NORTE38

6.2.1. SECCIÓN TIPO38

6.2.2. MURO FRONTAL.....38

6.2.2.1. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales39

6.2.2.2. Armaduras mínimas39

6.2.2.2.1. Armadura mínima geométrica de tracción.....39

6.2.2.2.2. Armadura mínima mecánica de tracción.....39

6.2.2.2.3. Armadura mínima por control de fisuración39

6.2.2.2.4. Armadura mínima en la cara comprimida:..... 40

6.2.2.2.5. Armadura mínima horizontal: 40

6.2.2.3. Cálculo de longitudes de anclaje 40

6.2.2.4. Armadura bajo carga concentrada del apoyo..... 40

6.2.2.5. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales 41

6.2.2.6. Estado límite último de agotamiento por esfuerzo rasante 41

6.2.2.7. Estado límite de servicio de limitación de tensiones. 41

6.2.2.8. Estado límite de servicio de fisuración 41

6.2.2.9. Resumen de armados para el muro frontal..... 42

6.2.3. ALETAS 42

6.2.4. MURETE DE GUARDA Y LOSA DE TRANSICIÓN. 42

6.2.5. ZAPATA CORRIDA 42

6.2.5.1. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales 44

6.2.5.2. Armaduras mínimas..... 44

6.2.5.2.1. Armadura mínima geométrica de tracción 44

6.2.5.2.2. Armadura mínima mecánica de tracción 44

6.2.5.2.3. Armadura mínima por control de fisuración..... 44

6.2.5.2.4. Armadura mínima en la cara comprimida:..... 44

6.2.5.3. Armadura en la dirección transversal 45

6.2.5.4. Cálculo de longitudes de anclaje 45

6.2.5.5. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales 45

6.2.5.6. Estado límite de servicio de limitación de tensiones. 45

6.2.5.7. Estado límite de servicio de fisuración 46

6.2.5.8. Resumen de armados para zapata 46

6.3. APARATOS DE APOYO Y JUNTAS DE DILATACIÓN 47

6.3.1. DATOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO..... 47

6.3.2. APARATOS DE APOYO 47

6.3.2.1. Características de los aparato de apoyo 47

6.3.2.2. Comprobación de los aparatos de apoyo 47

6.3.3. JUNTAS DE DILATACIÓN 49

7. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES DE SUPERESTRUCTURA.....50

7.1. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 50

7.1.1. VIGAS LONGITUDINALES DE PASARELA 50

7.1.1.1. Secciones más desfavorables y envolventes de esfuerzos. 50

7.1.1.2. Definición y clasificación de la sección. 50

7.1.1.3. Inestabilidad por pandeo..... 54

7.1.1.3.1. Pandeo por compresión..... 54

7.1.1.3.2. Pandeo lateral por flexión 54

7.1.1.4. Comprobación resistente a axil y flexión..... 54

7.1.1.5. Comprobación resistente a esfuerzo cortante 55

7.1.2. VIGAS LONGITUDINALES DE CALZADA.....56

7.1.2.1. Secciones más desfavorables y envolventes56

7.1.2.2. Definición y clasificación de la sección.....56

7.1.2.3. Inestabilidad por pandeo59

7.1.2.3.1. Pandeo por compresión59

7.1.2.3.2. Pandeo lateral por flexión59

7.1.2.4. Comprobación resistente a axil y flexión60

7.1.2.5. Comprobación resistente a esfuerzo cortante.....61

7.1.3. ARCO.....62

7.1.3.1. Inestabilidad por pandeo.62

7.1.3.2. Comprobación en sección de arranques.....62

7.1.3.2.1. Definición y clasificación de la sección.62

7.1.3.2.2. Comprobación resistente a axil y flexión.....65

7.1.3.2.3. Comprobación resistente a esfuerzo cortante66

7.1.3.3. Comprobación en sección de centro luz.....67

7.1.3.3.1. Definición y clasificación de la sección.67

7.1.3.3.2. Comprobación resistente a axil y flexión.....69

7.1.3.3.3. Comprobación resistente a esfuerzo cortante70

7.1.4. VIGAS TRANSVERSALES (VIGAS DE PISO)72

7.1.4.1. Sección empotramiento vigas transversales en voladizo72

7.1.4.1.1. Definición y clasificación de la sección:72

7.1.4.1.2. Inestabilidad por pandeo.....73

7.1.4.1.3. Comprobación resistente a axil y flexión73

7.1.4.1.4. Comprobación resistente a esfuerzo cortante74

7.1.4.2. Sección empotramiento vigas transversales de hueco74

7.1.4.2.1. Definición y clasificación de la sección74

7.1.4.2.2. Inestabilidad por pandeo.....74

7.1.4.2.3. Comprobación resistente a axil y flexión.....75

7.1.4.2.4. Comprobación resistente a esfuerzo cortante75

7.1.4.3. Sección empotramiento vigas transversales de calzada75

7.1.4.3.1. Definición y clasificación de la sección:75

7.1.4.3.2. Inestabilidad por pandeo.....75

7.1.4.3.3. Comprobación resistente a axil y flexión.....75

7.1.4.3.4. Comprobación resistente a esfuerzo cortante76

7.1.4.4. Sección centro luz vigas transversales de calzada.....76

7.1.4.4.1. Definición y clasificación de la sección76

7.1.4.4.2. Inestabilidad por pandeo.....77

7.1.4.4.3. Comprobación resistente a axil y flexión.....77

7.1.4.4.4. Comprobación resistente a esfuerzo cortante78

7.1.5. PÉNDOLAS78

7.1.5.1. Péndolas flexibles.....78

7.1.5.1.1. Definición y clasificación de la sección78

7.1.5.1.2. Comprobación resistente a axil y flexión.....78

7.1.5.2. Péndolas rígidas..... 79

7.1.5.2.1. Definición y clasificación de la sección..... 79

7.1.5.2.2. Comprobación resistente a axil y flexión 79

7.1.5.2.3. Comprobación resistente a esfuerzo cortante..... 80

7.1.6. LOSA 80

7.1.6.1. Simplificaciones y limitaciones del cálculo 80

7.1.6.2. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales 81

7.1.6.3. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales 82

7.2. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES DE ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 83

7.2.1. LOSA 83

7.2.1.1. Losa calzada..... 83

7.2.1.1.1. Estado límite de servicio de limitación de tensiones 83

7.2.1.1.2. Estado límite de servicio de control de fisuración 84

7.2.1.2. Losa pasarela 84

7.2.1.2.1. Estado límite de servicio de limitación de tensiones 84

7.2.1.2.2. Estado límite de servicio de control de fisuración 84

7.2.2. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES 85

ANEJO Nº4 Cálculos Estructurales

1. Generalidades

1.1. Objeto del presente anejo

El objetivo del presente anejo es definir detalladamente y justificar las comprobaciones que se han llevado a cabo para la verificación de los distintos elementos que constituyen el sistema estructural del “Proyecto Básico: Puente del acceso Sur al Parque de Tempelhof (Berlín). Solución B”, así como el comportamiento estructural del mismo.

Todas las comprobaciones han sido realizadas de acuerdo a procedimientos comúnmente aceptados, los cuales se detallan en el presente Anejo, y según lo establecido en la normativa vigente cuya relación se detalla en el epígrafe 2 “Bases de Cálculo” del presente Anejo.

1.2. Condicionantes y limitaciones

Los condicionantes y limitaciones impuestos se encuentran en el epígrafe 2 “Programa de Necesidades” del Anejo Nº1 “Estudio de Soluciones”

1.3. Descripción general de la estructura



Figura 1. Vista 3D acceso Sur al puente.



Figura 2. Vista 3D del puente desde trinchera de ferrocarril

1.3.1. Trazado de la solución

1.3.1.1. Trazado en alzado

El trazado en alzado de la solución adoptada se ajusta a la rasante impuesta por las limitaciones geométricas del presente proyecto. Por tanto, el tablero presenta bombeo longitudinal, con una pendiente de entrada desde la calle Oberland de -3.5% y una pendiente de salida hacia el aeropuerto de 3%. En la Figura 3 puede observarse un alzado de la solución adoptada.

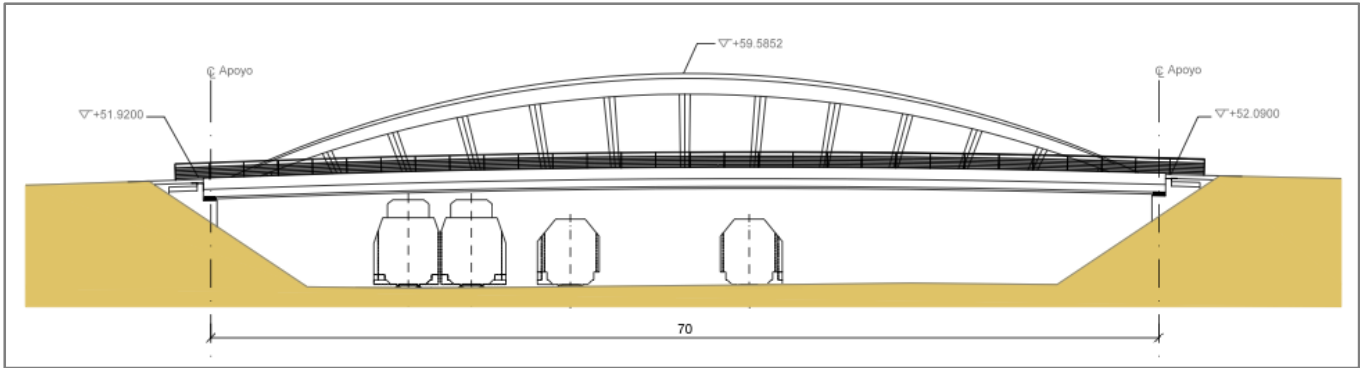


Figura 3. Trazado en alzado de la solución adoptada (poner notas y cotas)

1.3.1.2. Trazado en planta

La solución adoptada tiene un trazado recto en planta impuesto por las limitaciones geométricas del presente proyecto y tiene como principal característica la separación de las pasarelas con respecto a la calzada. El trazado en planta de la solución adoptada puede verse en la Figura 4.

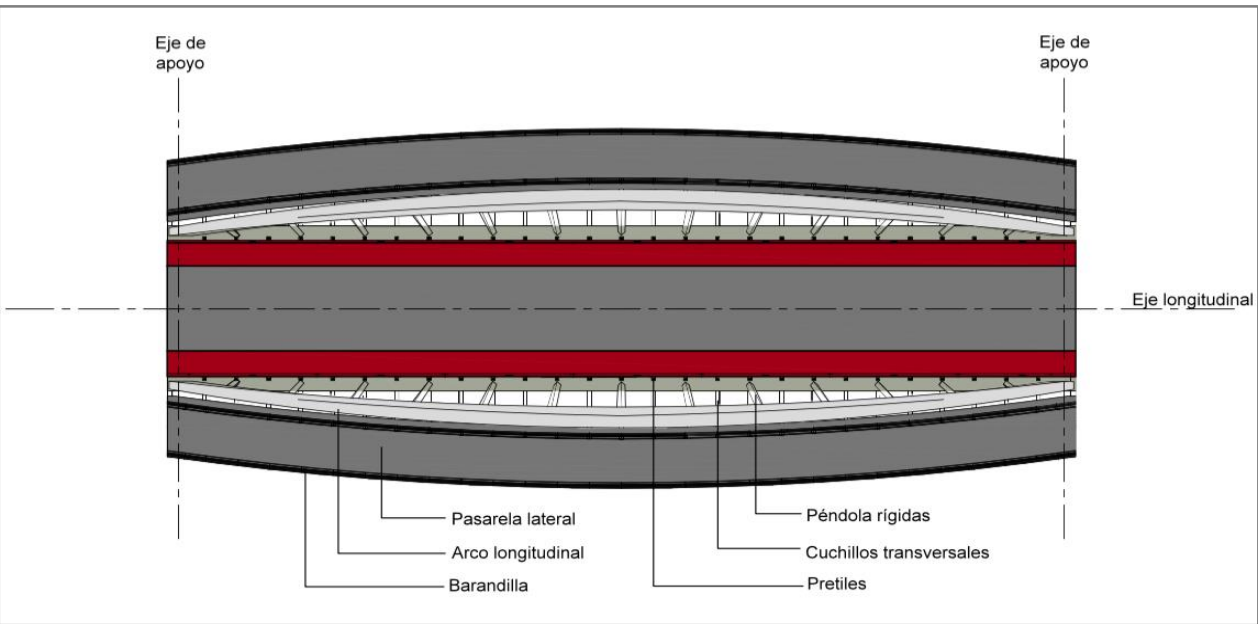


Figura 4. Trazado en alzado de la solución adoptada

1.3.1.3. Trazado transversal.

Siguiendo las limitaciones impuestas por los datos de partida, la distribución de la sección transversal se ha dispuesto de forma que los 11 metros de calzada formados por los carriles y carriles bici quedan en el centro de la sección, quedando a ambos lados las pasarelas de 3.5 metros reservados para uso peatonal. Las pasarelas están separadas de la calzada la distancia correspondiente según el trazo en planta. Así, se produce un hueco de anchura variable entre las pasarelas y las calzadas. Se han respetado las pendientes transversales impuestas por las limitaciones geométricas (2.5 % en calzada y 2% en pasarelas), así como la recogida de aguas en rigolas en 0.2 metros de ancho incluidos en los carriles bici.

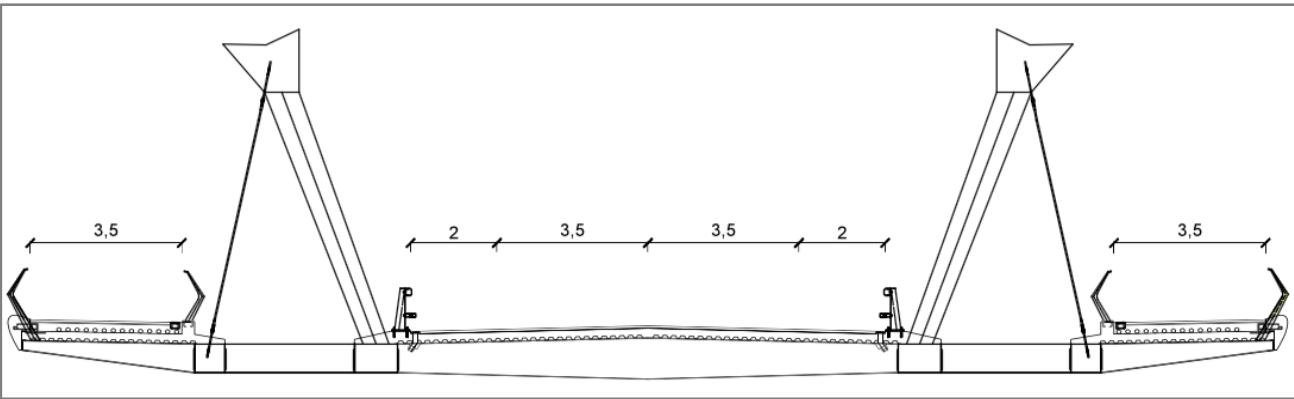


Figura 5. Trazado en sección transversal de la solución adoptada (cotas en metros).

1.3.2. Tipología

1.3.2.1. Familia tipológica

La solución adoptada consiste en un puente arco superior de acero o *bowstring* con péndolas rígidas, flexibles y tablero mixto, salvando una luz de 70 m.

1.3.2.2. Elementos resistentes

1.3.2.2.1. Subestructuras

Para el diseño de la cimentación, se decide plantear una solución mediante cimentación superficial, estando apoyada sobre la cota+ 42.00 m. A esa profundidad encontramos un estrato formado por arenas medias con intercalación de gravas, siendo este lo suficientemente competente para soportar las cargas transmitidas por la cimentación. La zapata tiene unas dimensiones de 20 x 6.5 m² y 1 metro de espesor. Esta va conectada a un muro frontal, dos muros laterales y a dos aletas frontales en voladizo. Tanto el muro como las aletas varían su altura de un estribo a otro, alcanzando una altura de 7.5 metros en el estribo sur y una altura de 7.85 metros aproximadamente en el estribo norte. Los neoprenos se colocan en la línea central del muro frontal para transmitir las cargas de la superestructura a la cimentación. Para un mayor detalle del diseño del estribo, ver “Plano Nº8.1: Subestructura: Definición geométrica”. Por otra parte, el armado del estribo queda definido en el “Plano Nº8.2: Subestructura: Armado”.

1.3.2.2.2. Aparatos de apoyo y juntas de dilatación

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. Se han proyectado 4 neoprenos (2 en cada estribo) de 800x800 mm de dimensiones en planta, ocho capas internas de elastómero de 18 mm de espesor y chapas de acero de 5 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* podrían definirse como TIPO A 800x800x8(18+5) o similar.

Para las juntas de dilatación se dispondrá uno de los modelos Transflex de elastómero reforzado correspondiente a la firma comercial Trelleborg o similar. El modelo de junta que se ha decidido colocar es Transflex-400 o similar, con un recorrido máximo de ± 51(recorrido total 102 mm).

1.3.2.2.3. Sistema longitudinal

El sistema longitudinal está formado por dos arcos de acero, y cuatro vigas longitudinales en cajón cerrado con chapas de acero y péndolas tanto rígidas como flexibles.

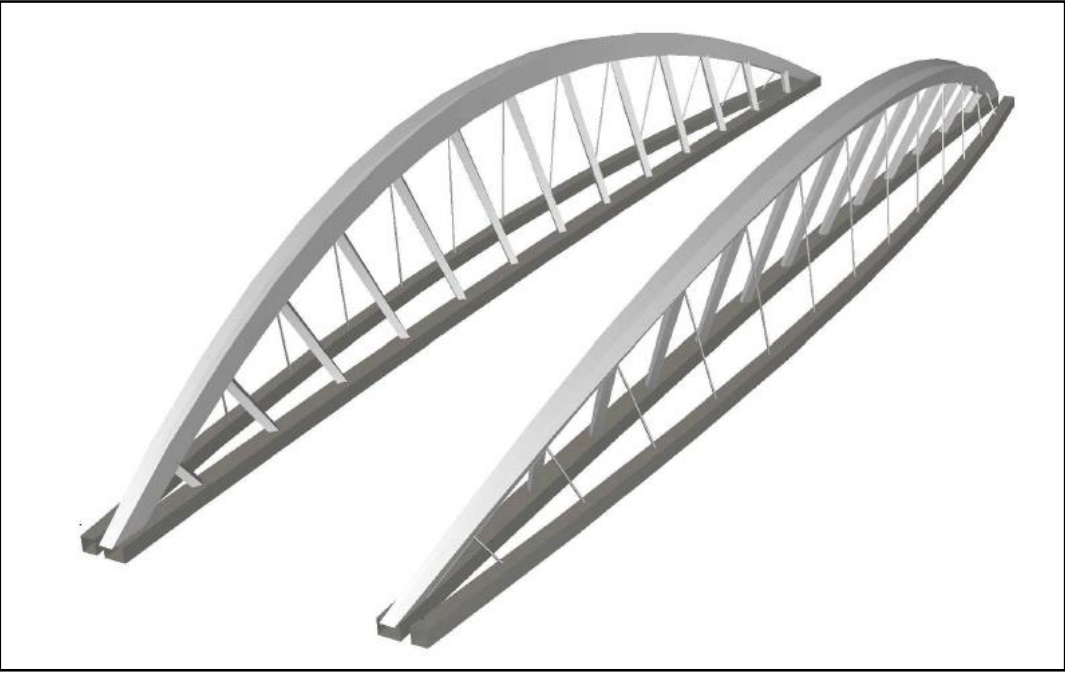


Figura 6. Vista en 3D del sistema longitudinal del puente.

○ Arcos

En primer lugar, los dos arcos se sitúan uno a cada lado de la calzada y están inclinados hacia el exterior de la misma 70° con respecto del plano horizontal. Los arranques de ambos arcos se encuentran a nivel de los estribos y están unidos rigidamente a las vigas longitudinales interiores, las de la calzada. Los dos arcos son simétricos con respecto al eje de la calzada y presentan una sección variable de acero en cajón cerrado, siendo pentagonal con forma de corona asimétrica en su centro luz, y cuadrilátera rectangular en los arranques. El espesor de las chapas que forma la sección es de 25 mm y se disponen diafragmas transversales con el mismo espesor cada 5 metros, en los puntos donde se unen las péndolas. En la Figura 7 pueden verse ambas secciones.

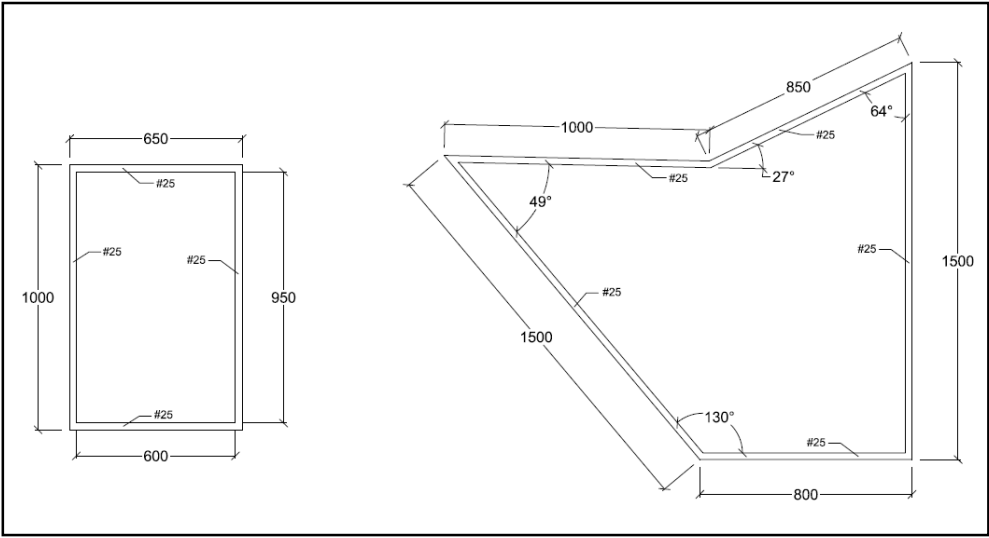


Figura 7. Secciones del arco en arranques (derecha) y en centro luz (izquierda). Cotas en mm.

○ Vigas longitudinales

Las cuatro vigas longitudinales se pueden clasificar en dos grupos. Por un lado, las dos vigas interiores, o de la calzada, son de directriz recta en planta y están directamente unidas al arco, actuando como tirantes del mismo. Presentan una sección en cajón de acero rectangular de 0.7mx1m. Estas dos vigas están separadas una distancia 12.6 metros entre centros de gravedad de sus secciones. Por otro lado, las exteriores, o de las pasarelas, son de directriz curva en planta y sección igualmente constante en cajón de acero rectangular de 0.7mx0.7m. Estas vigas surgen como consecuencia de los grandes voladizos que se producen para conseguir un aspecto interesante al hacer las pasarelas curvas en planta y separadas de la calzada. Las vigas de pasarela están separadas de las de la calzada una distancia de 3.82 metros entre centros de gravedad en centro luz del puente, y una distancia de 1.25 metros en la sección de apoyo en los estribos. Ambos grupos de vigas tienen espesores de 20 mm en sus alas (paneles superior e inferior) y de 15 mm en las almas (paneles laterales). Además, presentan diafragmas transversales de 15 mm de espesor cada 2.5 metros, en los puntos donde se les unen las vigas transversales. Por último, las vigas de la pasarela se unen a las de la calzada en sus extremos mediante una riostra de acero de sección en doble T.

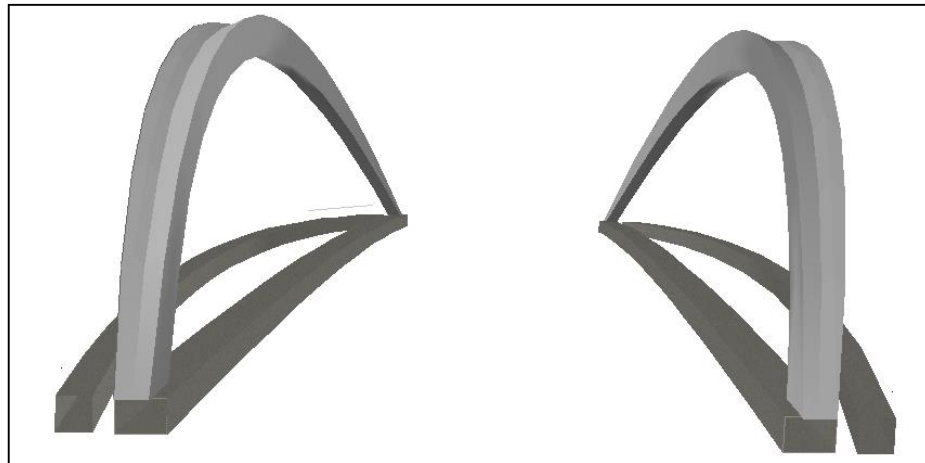


Figura 8. Vista 3D arcos y vigas longitudinales

○ Péndolas

El sistema longitudinal se completa mediante un conjunto de péndolas que realizan la unión del arco con las vigas longitudinales. Por un lado, la unión del arco con las vigas de calzada se realiza mediante 13 péndolas rígidas por cada arco, separadas una distancia de 5 metros entre sí, con un total de 26 péndolas en el puente. Estas tienen una sección en cajón de acero cuadrada variable con menor tamaño en la unión al tablero y aumentando con la altura hasta llegar al arco. El espesor de los paneles que conforman el cajón es de 20 mm. Por otro lado, las péndolas flexibles, igualmente 13 por arco con un total de 26 péndolas, unen el arco a las vigas longitudinales de la pasarela. Estas tienen una sección circular de 28 mm de diámetro, modelo Macalloy M30 o similar, y debido a la que la proyección del arco en planta coincide aproximadamente con las vigas de la pasarela, las péndolas quedan prácticamente verticales, optimizando su funcionamiento.



Figura 9. Vista 3D péndolas rígidas y flexibles (sin representar mecanismos de anclaje)

1.3.2.2.4. Elementos transversales

Las vigas longitudinales quedan unidas entre sí gracias a un emparrillado de vigas transversales armadas de sección en doble T. Estas vigas transversales (o de piso) se disponen separadas 2.5 metros en planta, consiguiendo así dicho emparrillado continuo de vigas, todas ellas unidas rígidamente a las vigas longitudinales y separadas la misma distancia. Estas vigas transversales (o de piso) están divididas principalmente en tres tramos en la sección transversal del puente:

- Vigas en voladizo de sección variable.
- Vigas transversales en el hueco entre vigas longitudinales de sección constante.
- Vigas transversales bajo calzada de sección variable.

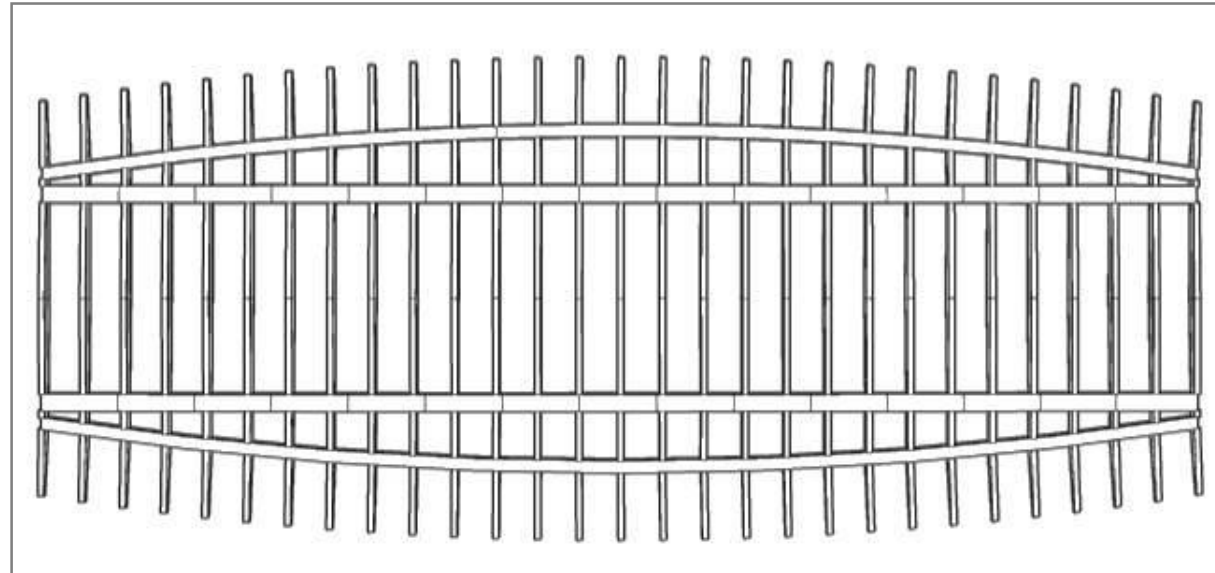


Figura 10. Vista en planta de vigas longitudinales y transversales (de piso)

La pendiente transversal exigida en las limitaciones del proyecto se consigue con las vigas de piso de sección variable. Por último, las vigas de voladizo son unidas entre sí longitudinalmente con un perfil de cierre y borde (no representado en la Figura 10) de sección en C armada, con chapas de 20 mm de espesor.

1.3.2.2.5. Tablero

El tablero del puente es un tablero mixto de 70 metros de longitud formado por las cuatro vigas longitudinales de acero en cajón y las vigas de piso transversales de acero con sección en doble T, expuestas ambas anteriormente, sobre las que descansa una losa colaborante de hormigón armado hormigonada sobre una chapa grecada atornillada a las vigas de acero y conectada a las mismas mediante los correspondientes conectores. La chapa grecada tiene un espesor de 1 mm y un canto de 6 cm (modelo Eurocol 60 o similar). La losa de hormigón armado tiene un canto máximo de 22 cm en las zonas de valle de la chapa colaborante. El tablero tiene una anchura total de 29.60 metros en la sección centro luz y de 24.46 metros en la sección de apoyo sobre los estribos.

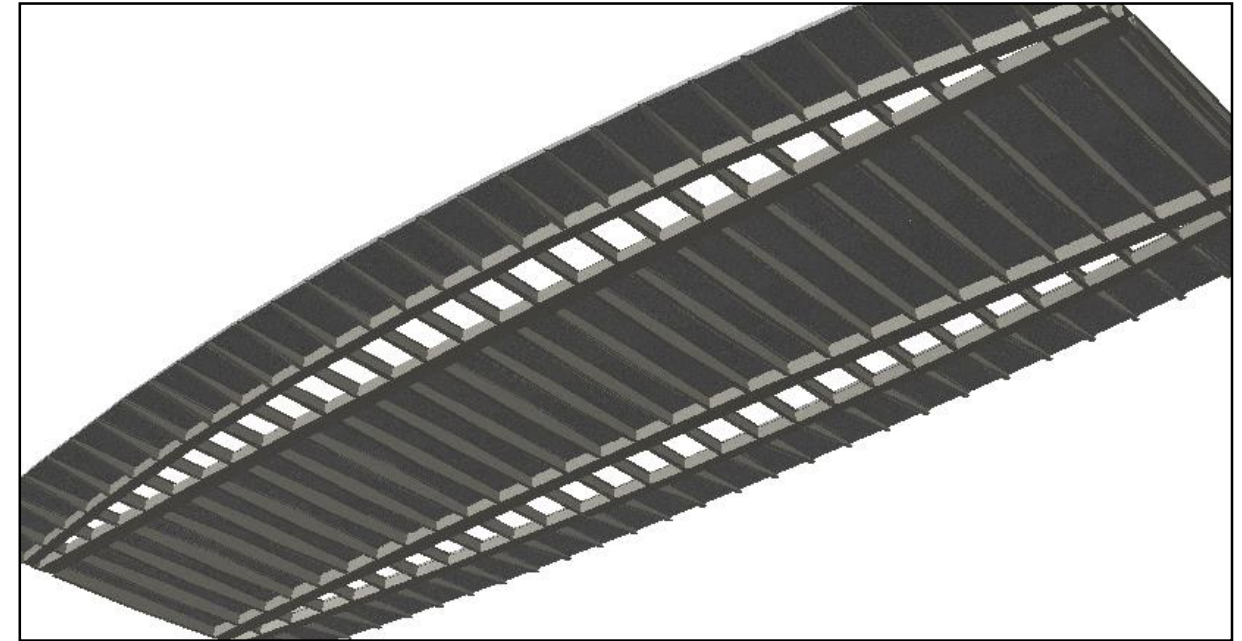


Figura 12. Vista inferior 3D del tablero

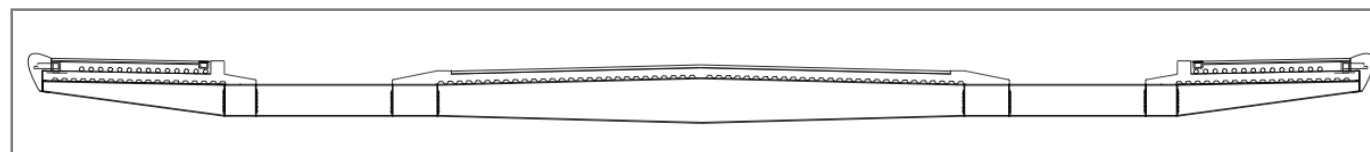


Figura 11. Sección transversal tipo del tablero

2. Bases de cálculo

2.1. Normativa y recomendaciones

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP 11).

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.

- Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE 08).
- Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de Hormigón (UNE-EN 1992-1-1).

Se han utilizado para el cálculo y comprobación de los estados límite último y de los estados límite de servicio de los elementos estructurales de hormigón armado, así como la determinación de las características mecánicas y estructurales de los mismos.

- Instrucción Española de Acero Estructural (EAE 2011)

Se ha utilizado para el cálculo y comprobación de los estados límite último y de los estados límite de servicio de los elementos metálicos, así como la de terminación de las características mecánicas y estructurales de los mismos.

- Guía de cimentaciones en obras de carretera (2009)

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

Nota: A pesar de ser una obra situada en Alemania, teniendo en cuenta la finalidad académica del presente proyecto y el carácter de primera experiencia de proyecto, las normas empleadas para el mismo serán las utilizadas por los alumnos durante el desarrollo de sus estudios. Por tanto, la normativa española empleada por haber sido utilizada y explicada durante los estudios ha sido la IAP-11, la GCOC y la EAE. Debido a la simultaneidad de las normas UNE con la EHE y la EAE, se ha optado por realizar los cálculos y las comprobaciones pertinentes basándose en las normas que más se han desarrollado durante el estudio académico de los últimos cuatro años que son EC-2 para hormigón y EAE para acero, y se ha secundado con la norma complementaria cuando ha sido necesario.

2.2. Ambiente y recubrimientos

2.2.1. Estado límite de durabilidad

En primer lugar será necesario determinar el ambiente y la clase de exposición. Para ello, y para facilitar la tarea utilizamos la tabla 8.2.2 de la EHE y posteriormente establecemos su equivalente con el EC2 según las normas UNE.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
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	IIb	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	IIIa	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, pantalanos y otras obras de defensa litoral. – Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	– Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.	– Zonas sumergidas de diques, pantalanos 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	IIIc	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, pantalanos 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 13. Tabla 8.2.2. EHE

Según la EHE, la clase de exposición que debemos considerar es Ila para las cimentaciones, por tratarse de elementos enterrados. En cambio para los elementos exteriores, según la precipitación media anual de la ciudad de emplazamiento, podríamos encontrarnos en ambiente Ila o IIb. Según los datos reportados por la estación meteorológica: 103820 (EDDT) de la ciudad de Berlín, la precipitación media anual se estima entre 550-570 mm, por lo que según la EHE, debemos considerar un ambiente para los elementos exteriores de IIb. Aun así, por ser una ciudad con una humedad importante y por encontrarse cerca del límite establecido por la instrucción, del lado de la seguridad consideraremos un ambiente Ila para los elementos de hormigón expuestos al exterior.

Según la norma UNE, el ambiente Ila equivale a clase XC2, tanto para elementos enterrados (cimentaciones) como para elementos exteriores en climas húmedos.

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
X0	Para hormigón sin armadura o metal embebido: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco	Hormigón dentro de edificios con un nivel de humedad ambiental muy bajo
2. Corrosión inducida por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Hormigón dentro de edificios con nivel de humedad ambiental muy bajo. Hormigón permanentemente sumergido en agua
XC2	Húmedo, raramente seco	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua un periodo de largo tiempo. Muchas cimentaciones
XC3	Humedad moderada	Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada Hormigón en el exterior, protegido de la lluvia
XC4	Sequedad y humedad cíclicas	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua, no incluidas en la clase de exposición XC2
3. Corrosión inducida por cloruros		
XD1	Humedad moderada	Superficies del hormigón expuestas a cloruros en la atmósfera
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas Componentes de hormigón expuestos a aguas industriales que contienen cloruros
XD3	Sequedad y humedad cíclicas	Partes de puentes expuestos al riego conteniendo cloruros Pavimentos Losas en aparcamientos de coches
4. Corrosión inducida por cloruros de agua marina		
XS1	Exposición al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua del mar	Estructuras cerca de o en la costa
XS2	Permanentemente sumergida	Partes de estructuras marinas
XS3	Zonas de mareas, salpicaduras y aspersiones	Partes de estructuras marinas

Figura 14. Tabla 4.1 Eurocódigo 2

Una vez obtenido el ambiente al que se verán expuestos los elementos de hormigón, en la tabla E.1N del Eurocódigo 2 podemos encontrar la resistencia mínima del hormigón. De ello se deduce que la resistencia mínima del hormigón para un ambiente XC2 es de 25 MPa.

	Clases de exposición conforme a la tabla 4.1									
Corrosión										
	Corrosión provocada por carbonatación				Corrosión provocada por cloruros			Corrosión provocada por cloruros de origen marino		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Clase resistente mínima indicativa	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Daños al hormigón										
	Sin riesgo	Ataque por hielo/deshielo				Ataque químico				
	X0	XF1	XF2		XF3	XA1		XA2	XA3	
Clase resistente mínima indicativa	C12/15	C30/37	C25/30		C30/37	C30/37			C35/45	

Figura 15. Tabla E.1N Eurocódigo 2.

2.2.2. Recubrimiento mínimo

Una vez obtenida la resistencia del hormigón, procedemos a calcular los recubrimientos mínimos para las armaduras de los elementos de hormigón armado. 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. Del lado de la seguridad tomaremos 10 mm.

En primer lugar, debemos obtener el valor de c_{min} , que según la norma se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{min,\gamma} - \Delta c_{min,st} - \Delta c_{min,add}; 10mm\}$$

Donde:

$c_{min,b}$: Recubrimiento mínimo debido al requisito de adherencia,

El recubrimiento mínimo por adherencia se obtiene de la tabla 4.2. del Eurocódigo 2. Según esta tabla, en nuestro caso (barras aisladas y armadura pasiva), su valor coincide con el diámetro de la barra. En nuestro caso no hemos empleado diámetros mayores a 25 mm, por lo que tomaremos este valor como límite superior de esta condición.

Requisitos de adherencia	
Distribución de barras	Recubrimiento mínimo $c_{min,b}$ *
Barras aisladas	Diámetro de la barra
Grupo de barras	Diámetro equivalente (ϕ_h) (véase 8.9.1)
* Si el tamaño nominal máximo del árido es mayor que 32 mm, $c_{min,b}$ se debería aumentar en 5 mm.	

Figura 16. Tabla 4.2. del Eurocódigo 2

$c_{min,dur}$: Recubrimiento mínimo debido a las condiciones ambientales.

Para obtener este recubrimiento mínimo, debemos obtener en primer lugar la clase estructural. Para ello, partiremos de una clase S4 según la norma, y según la tabla 4.3N de la misma, obtendremos la clase correspondiente.

Clase estructural							
Criterio	Clase de exposición conforme a la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Vida útil del proyecto de 100 años	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases
Clase resistente ^{1) 2)}	≥ C30/37 Se reduce 1 clase	≥ C30/37 Se reduce 1 clase	≥ C35/45 Se reduce 1 clase	≥ C40/50 Se reduce 1 clase	≥ C40/50 Se reduce 1 clase	≥ C40/50 Se reduce 1 clase	≥ C45/55 Se reduce 1 clase
Elemento con geometría de placa (la posición de la armadura no se ve afectada por el proceso de construcción)	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase
Control de calidad especial asegurado de la producción del hormigón	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase
1) La clase resistente y el coeficiente a/c se consideran valores relacionados. Se puede considerar una composición especial (tipo de cemento, valor a/c, filler) con la intención de producir permeabilidad baja. 2) El límite se puede reducir en una clase resistente si se aplica una oclusión de aire de más del 4%.							

Figura 17. Tabla 4.3. del Eurocódigo 2

En nuestro caso, con una vida útil del proyecto de 100 años, según la IAP-11 y la utilización de cemento adecuado, teniendo en cuenta el ambiente XC2, tenemos la siguiente clase estructural:

$S4 + 2 (100 \text{ años}) - 1 (\text{Cemento adecuado}) = S5$

Y entrando con la clase en la tabla 4.4. del Eurocódigo 2, obtenemos el recubrimiento mínimo requerido por las condiciones ambientales para armaduras pasivas:

Clase estructural	Clase de exposición						Requiere estudio específico comprobación E.L. Durabilidad
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XS2	XD2/ XD3 XS3
S1	10	10	10	15	30	30	
S2	10	10	10	20	35	35	
S3	15	15	15	20	40	35	
S4	15	15	20	25	40	35	
S5	20	20	25	30	50	45	
S6	25	25	30	35	60	60	

Figura 18. Tabla 4.4. del Eurocódigo 2

De donde se deduce un recubrimiento mínimo por adherencia de 25 mm.

A este recubrimiento mínimo hay que añadirle una serie de tolerancias debida a varios factores opcionales:

- Seguridad adicional ($\Delta c_{min,y}$), cuyo valor recomendado es 0.
- Utilización de acero inoxidable: ($\Delta c_{min,st}$) que en nuestro caso no utilizamos por tanto es 0.
- Utilización de un sistema de protección adicional, que en nuestro caso no utilizamos por tanto es 0.

Por tanto, el recubrimiento mínimo vale,

$c_{min} = \max\{\varphi; 25 \text{ mm} ; 10mm\} = 25 \text{ mm}$

Como hemos comentado anteriormente, en el presente proyecto no llegan a utilizarse armaduras superiores a 25 mm por tanto siempre será más restrictivo la condición por condiciones ambientales.

$c_{nom} = c_{min} + \Delta r = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$

Por último hay que añadir que el Eurocódigo 2 establece un recubrimiento nominal mínimo de 75 mm para el caso de elementos estructurales de hormigón hormigonados directamente contra el terreno. Así, en estos casos consideraremos un $c_{nom} = 75 \text{ mm}$

2.2.3. Protección del acero estructural

Para el acero estructural se empleará la siguiente protección, para así asegurar el cumplimiento del estado límite último de durabilidad. Según la EAE, en su artículo 8.2.2 , en el caso del presente proyecto, al os elementos de acero estructural les corresponde una clase de exposición relativa a la corrosión atmosférica C5-I, por lo que la preparación y pintura de las superficies metálicas se realizará como sigue:

- Preparación de superficies mediante granallado o chorreado con arena hasta conseguir un grado Sa 2 1/1-SIS-05900.
- Capa de imprimación con base de zinc (dos componentes, 100 MICRAS), tipo Epomix Primer Zinc o similar.
- Capa intermedia epoxi de alto espesor (dos componentes, 100 micras), tipo Epomix Intercoat Miox HB o similar.
- Capa de acabado de poliuretano alifático color blanco (dos componentes, 100 MICRAS), color RAL 6027 (sólo en caras vistas), tipo Epomix PU A/AL o similar.

2.3. Características de los materiales

2.3.1. Elementos estructurales de acero

- Acero estructural S355J2

Acero estructural con especial exigencias de resistencia, resiliencia y soldabilidad empleado en todos los elementos resistentes que constituyen el puente: arco, vigas longitudinales, vigas transversales y péndolas rígidas.

- Densidad: $\rho= 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E=210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal: $G=81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu=0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1})$
- Límite elástico: 355 MPa
- Tensión de rotura: 470 MPa.

- Acero estructural para las péndolas flexibles S460

Acero estructural empleado en las péndolas flexibles Macalloy M30 o similar:

- Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Límite elástico: $f_y = 460 \text{ MPa}$
- Límite de rotura: $f_u = 610 \text{ MPa}$

- Acero estructural de la chapa grecada S320D

Acero estructural empleado en la chapa grecada de espesor 1 mm.

- Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Límite elástico: $f_y = 320 \text{ MPa}$
- Límite de rotura: $f_u = 380.48 \text{ MPa}$
- Protección galvanizado Z-275

2.3.2. Elementos estructurales de hormigón

- Cemento:

Se utilizará cemento CEM I 32.5R, es decir, cemento Portland con un porcentaje de clinker igual o superior al 95% utilizado para la fabricación de hormigón de resistencia característica de 25 MPa y 30 MPa.

- Acero estructural para armadura pasiva B400S

Acero estructural empleado en la armadura pasiva de los elementos de la subestructura.

- Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Límite elástico: $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Límite de rotura: $f_u = 440 \text{ MPa}$

- Acero estructural para armadura pasiva B500S

Acero estructural empleado en la armadura pasiva de la losa de hormigón armado del tablero.

- Densidad: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de rigidez transversal: $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.5 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Límite elástico: $f_y = 500 \text{ MPa}$
- Límite de rotura: $f_u = 550 \text{ MPa}$

- Hormigón armado HA-25/B/20/IIa (*Eurocódigo 2: C25/30*)

Hormigón empleado en la subestructura (estribos).

- Módulo de elasticidad tangente a 28 días: $E = 31475 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad secante a 28 días: $E = 27264 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.2$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Densidad: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Ambiente: XC2 (EHE08: IIa)
- Consistencia: Blanda.
- Tamaño máximo del árido: 20 mm.

- Hormigón armado HA-30/B/20/IIa (*Eurocódigo 2: C30/37*)

Hormigón empleado la losa colaborante de la estructura.

- Módulo de elasticidad tangente a 28 días: $E = 33619 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad secante a 28 días: $E = 28576 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.2$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$
- Densidad: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Ambiente: XC3 (EHE08: IIa)
- Consistencia: Blanda.
- Tamaño máximo del árido: 20 mm.

2.4. Coeficientes de seguridad

2.4.1. Estados Límite Últimos

2.4.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

En el presente proyecto, 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 pasivo: $\gamma_c = 1.15$
- Coeficientes de seguridad del acero estructural:
 - Coeficiente de seguridad relativo a la plastificación del material: $\gamma_{M0} = 1.05$
 - Coeficiente de seguridad relativo a fenómenos de inestabilidad: $\gamma_{M1} = 1.10$
 - Coeficiente de seguridad relativo a la resistencia a rotura en tracción: $\gamma_{M2} = 1.25$

2.4.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

En el presente proyecto, se tomarán como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para estado límite último los siguientes valores impuestos por 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
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	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 garantizan 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, incluyéndose 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 19. 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⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	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 $\gamma_{G^*} = 1,2$ 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 anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.

(2) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,3$ se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.

(3) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_{G^*} = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

Figura 20. Tabla 6-2 b de la IAP-11

2.4.2. Estados Límite de Servicio

2.4.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

En el presente proyecto, se tomarán como coeficientes de seguridad de los materiales en estado límite de servicio los siguientes valores:

- Coeficiente de seguridad del: $\gamma_c = 1.0$
- Coeficiente de seguridad del acero: $\gamma_c = 1.0$

2.4.2.2. Coeficientes de seguridad de las acciones

En el presente proyecto, se tomarán como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para estado límite de servicio los siguientes valores impuestos por la IAP-11:

TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_f (ELS)			
ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G*)	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
	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 pretesas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

Figura 21. Tabla 6.2.c de la IAP-11

2.5. Combinación de acciones

2.5.1. Estados Límite Últimos

Para los estados límites últimos se han considerado únicamente las situaciones persistentes y transitorias, excluyéndose las accidentales.

Para situaciones persistentes y transitorias las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones, excepto E.L.U. de fatiga, se realizarán 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.
- $\psi_{0,i} * Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.
- γ_G, γ_Q : coeficientes parciales.

2.5.2. Estados Límite de Servicio

Para los estados límites de servicio se han considerado las combinaciones características o poco probables y la cuasipermanente (casi-permanente).

- 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.
- $\psi_{2i} * Q_{k,i}$: valor de combinación de las acciones variables.
- γ_G, γ_Q : coeficientes parciales.

2.5.3. 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_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	Q_{Snk}	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 22. Tabla 6.1-a. de la IAP-11

3. Acciones

3.1. Normativa aplicada

La normativa empleada para la obtención de las acciones a considerar ha sido “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP 11)”, complementándola con la EAE cuando la información era insuficiente.

3.2. Acciones permanentes

3.2.1. Peso propio

La acción correspondiente al peso propio de la estructura, ha sido obtenida multiplicando su respectivo volumen por el peso específico del material correspondiente. Los pesos específicos correspondientes a los materiales utilizados son los siguientes:

- Acero. Empleado en el sistema primario: Arco, péndolas rígidas y flexibles, vigas longitudinales y transversales.

$$\gamma = 78.5 \frac{kN}{m^3}$$

- Hormigón Armado. Empleado en losa colaborante y subestructuras.

$$\gamma = 25 \frac{kN}{m^3}$$

3.2.2. Carga muerta

La carga muerta considerada, es la acción producida por los elementos permanentes no estructurales, tales como equipamientos. Para cada uno de ellos, se indica el valor de la carga superficial (q_s) producida por su acción en el caso de elementos superficiales, o carga lineal (q_l) en el caso de elementos lineales.

3.2.2.1. Pasarela

- Pavimento urbano

$$\gamma = 31 \text{ kN/m}^3 ; e = 0.047 \text{ m}$$

$$q_s = 0.062 \text{ kN/m}^2$$

- Mortero de agarre

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 ; e = 0.025 \text{ m}$$

$$q_s = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

- Capa de estanqueidad

$q_s = 0.062 \text{ kN/m}^2$

- Hormigón en masa

$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3 ; e = 0.2 \text{ m}$

$q_s = 4.6 \text{ kN/m}^2$

- Losa Colaborante

$q_s = 4.61 \text{ kN/m}^2$

- Hormigón Armado apoyo barandilla

$A = 0.296 \text{ m} * 0.3 \text{ m} = 0.0888 \text{ m}^2$

$q_l = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.0888 \text{ m}^2 = 2.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

- Hormigón Armado recubrimiento vigas longitudinales de pasarela

$A = 0.1134 \text{ m}^2$

$q_l = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.1134 \text{ m}^2 = 2.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

- Imposta

$A = 0.2520 \text{ m}^2$

$q_l = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.2520 \text{ m}^2 = 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

- Barandilla exterior:

$q_l = 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

3.2.2.2. Calzada

- Pavimento

$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3 ; e = 0.07 \text{ m}$

$q_s = 1.61 \text{ kN/m}^2$

- Capa de estanqueidad

$q_s = 0.062 \text{ kN/m}^2$

- Losa Colaborante

$q_s = 4.61 \text{ kN/m}^2$

- Hormigón Armado recubrimiento vigas longitudinales de calzada

$A = 0.1740 \text{ m}^2$

$q_l = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.1740 \text{ m}^2 = 0.536 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

- Barrera de contención de vehículos

$q_l = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

3.3. Acciones variables

3.3.1. Sobrecarga de uso

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes de longitudes cargadas hasta 200 m (UNE-EN 1991-2). En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

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, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel calzada y comprendida entre bordillos de las aceras laterales del tablero –si estas existen– cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretiles 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 n₁ carriles virtuales, de anchura w₁ 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 ₁)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w ₁)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
w < 5,4 m	n ₁ = 1	3 m	w – 3 m
5,4 m ≤ w < 6 m	n ₁ = 2	$\frac{w}{2}$	0
w ≥ 6 m	$n_1 = ent\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	w – 3n ₁

Figura 23. Tabla 4-1-a. de la IAP-11

Por tanto, en nuestro caso, los 11 metros de plataforma (7 metros de carriles más 4 de carril bici) quedan divididos en 3 carriles virtuales de 3 metros cada uno y una anchura de área remanente de 2 metros. Estos carriles, denominados carril 1, carril 2 y carril 3, se distribuirán para obtener la situación más desfavorable según la combinación y la comprobación pertinente a realizar.

3.3.1.1. Puntual vertical

Las cargas puntuales verticales para la sobrecarga de uso vienen definidas en la IAP-11 y se corresponden con las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos pesados.

Se considerará la actuación de un único vehículo pesado por carril virtual de peso $2Q_{ik}$ que estará constituido por dos ejes y los valores de las cargas correspondientes a cada eje de cada uno de los vehículos pesados (Q_{ik}) quedan definidos en función de los de carriles virtuales (i) que se han establecido, según la tabla de la Figura 24 que se corresponde con la tabla 4.1-b de la IAP-11.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_k (ó q_{sk}) [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_{sk})	0	2,5

Figura 24. Tabla 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso.

Para las comprobaciones generales se supone cada vehículo pesado centrado en el carril virtual en el que se encuentra (Figura 25), mientras que para las 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 Figura 25 extraída de la IAP-11.

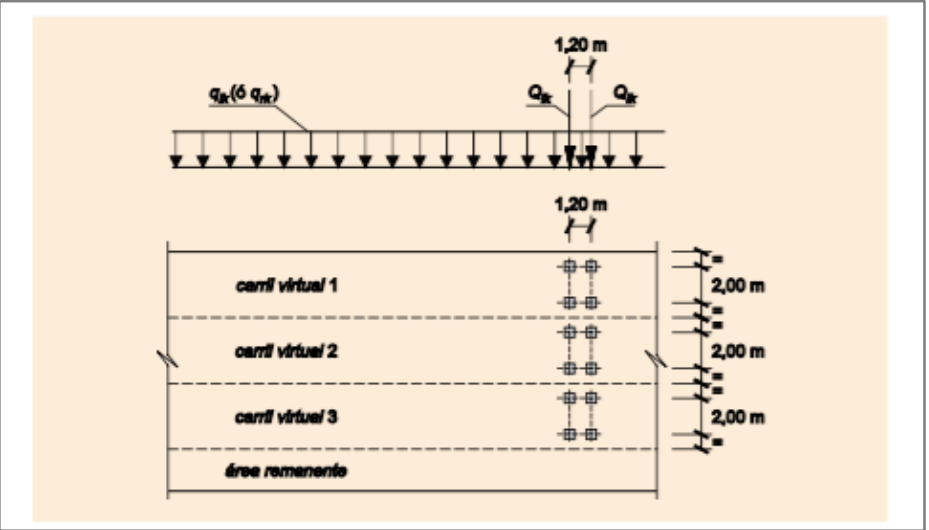


Figura 25. Distribución de vehículos pesados para comprobaciones generales.

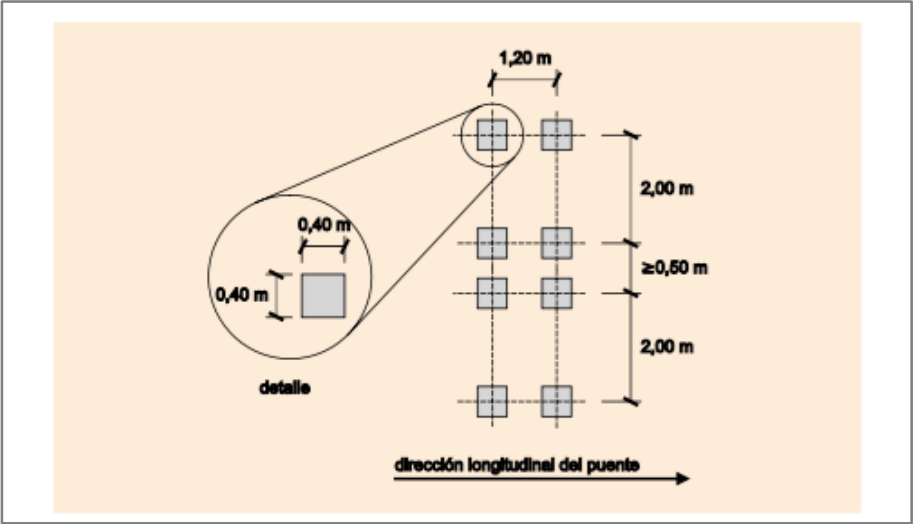


Figura 26. Distribución de vehículos pesado para comprobaciones locales

La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2 m y la distancia longitudinal entre ejes, de 1,2 m tal y como se muestra en la Figura 26 extraída de la IAP-11.

Para nuestro caso particular se han establecido dos casos de carriles virtuales que corresponden a las dos posiciones del carro más desfavorables en la dirección longitudinal del puente. Estas posiciones son: carril 1 en centro-luz y carril 1 en extremo transversal de la calzada.

Se ha establecido las configuraciones de carga más desfavorables, distribuyendo los vehículos pesados según corresponda. De este modo se han configurado un total de cuatro casos de carga que se resumen en la Tabla 1.

Caso 1 de disposición de carriles virtuales (CU1)	Caso 2 de disposición de carriles virtuales (CU2)
Carro en posición de centro-luz (CP1)	Carro en posición de centro luz con la carga centrada (CP2)
	Carro en posición de centro luz con carga descentrada (CP3)
	Carro en posición extremo longitudinal (CP4)

Tabla 1. Resumen de casos de carga considerados para vehículos pesados.

Distribución de carriles virtuales CASO 1:

- Vehículos pesados en centro-luz:

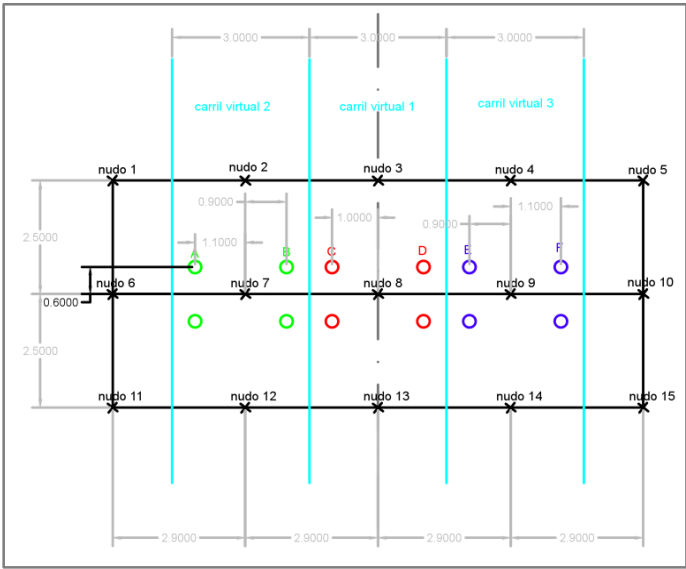


Figura 27. Distribución de vehículos pesados para la distribución de carriles virtuales nº 1 en la posición de centro-luz (CU1+CP1)

Este caso de carga se empleará para comprobaciones generales de flexión longitudinal por lo que los vehículos se han dispuesto centrados en su carril virtual.

Distribución de carriles virtuales CASO 2:

- Vehículos pesados en centro-luz con carga centrada:

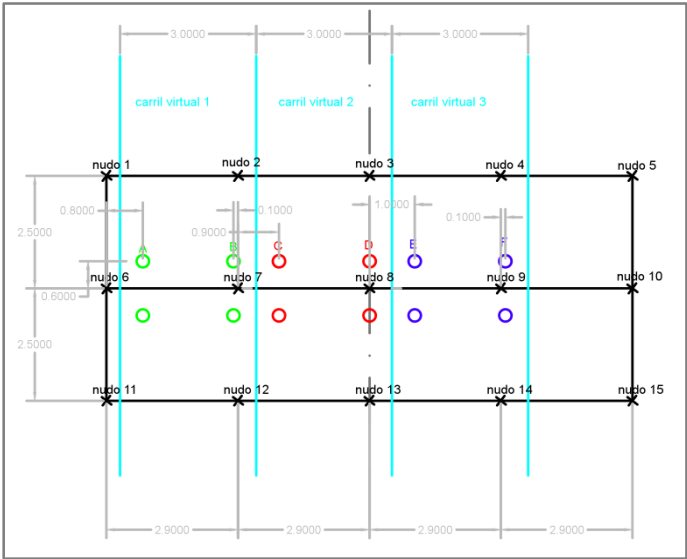


Figura 28. Distribución de vehículos pesados para la distribución de carriles virtuales nº 2 en la posición de centro-luz con la carga centrada en los carriles (CU2+CP2)

Este caso de carga se ha considerado el más desfavorable para comprobaciones de flexión longitudinal.

- Vehículos pesados en centro-luz con carga descentrada:

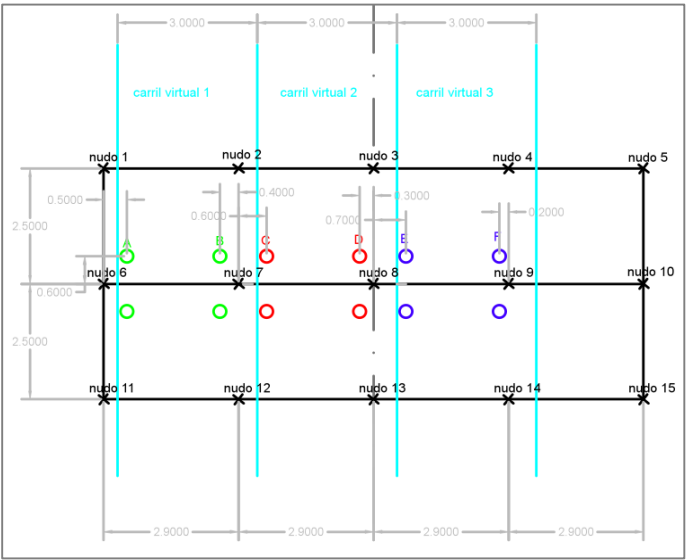


Figura 29. Distribución de vehículos pesados para la distribución de carriles virtuales nº 2 en la posición de centro-luz con la carga descentrada en los carriles (CU2+CP3).

Este caso de carga se ha tenido en cuenta como más desfavorable para comprobaciones locales del arco.

- Vehículos pesados en extremo longitudinal:

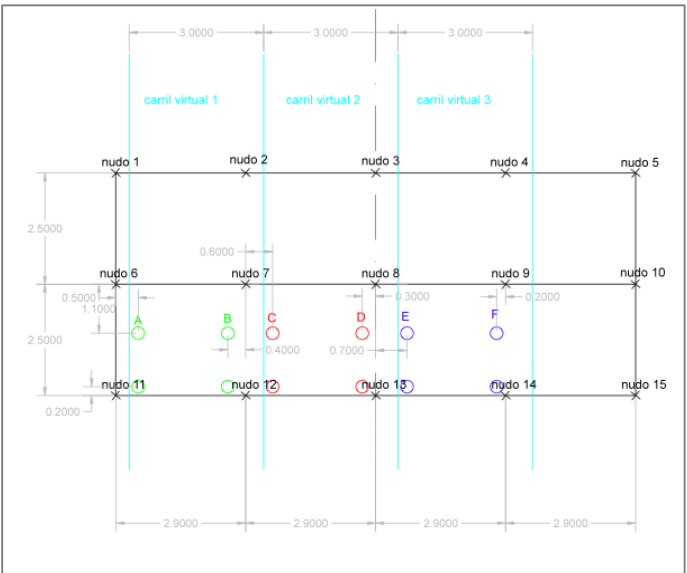


Figura 30. Distribución de vehículos pesados para la distribución de carriles nº2 en la posición del extremo longitudinal del puente con la carga descentrada (CU2+CP4).

Se ha tenido en cuenta este caso de carga como el más desfavorable para las reacciones en el los apoyos, será esta distribución la que se empleara a la hora de dimensionar los apoyos.

3.3.1.2. Uniformemente distribuida vertical

Según el carril virtual considerado, se aplica una sobrecarga uniforme d valor q_{ik} cuyo valor viene dado por la IAP-11 en la tabla 4.1-b Figura 24. Deberá tenerse en cuenta que la sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte más desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

En el caso de las pasarelas, consideraremos una sobrecarga de uso impuesta por la IAP-11 en el artículo 4.1.2.2 de 5 kN/m², suponiéndose aplicada longitudinal y transversalmente en las zonas más desfavorables.

3.3.2. Viento

La acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente. La obtención de dicha carga se realizará según lo indicado en el artículo 4.2 de la IAP-11. La acción del viento se dividirá en la acción sobre el tablero de un viento transversal al eje longitudinal del puente y otra paralela a dicho eje. La primera de ellas, a su vez tendrá una componente horizontal y otra vertical, así como un momento volcador debido a la excentricidad de aplicación de ambos. Los ejes considerados para las tres direcciones serán:

- Para el viento perpendicular al eje del tablero, transversal, se considerará la dirección horizontal según el eje X y la dirección vertical según el eje Z.
- Para el viento paralelo al eje del tablero, longitudinal, se considerará el eje Y

3.3.2.1. Parámetros básicos de viento

En primer lugar, deberemos obtener los parámetros básicos de viento, para posteriormente, determinar las fuerzas equivalentes a su acción que actúan sobre la estructura. La velocidad básica fundamental del viento, $v_{b,0}$, es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno de 50 años. Este parámetro es característico del lugar de emplazamiento de la obra, y en nuestro la obtendremos del Eurocódigo 1 “Acciones”. Para Alemania, concretamente la zona de Berlín, tiene un valor de:

$$v_{b,0} = 26.5 \text{ m/s}$$

A partir de la velocidad básica fundamental del viento, se obtiene la velocidad básica, v_b , con la siguiente expresión:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$$

Donde:

c_{dir} : Factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1.

c_{season} : Factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1.

Así:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 26.5 \text{ m/s}$$

Para un periodo de retorno T diferente a 50 años, la velocidad básica del viento será:

$$v_b(T) = c_{prop} * v_b = 27.6 \text{ m/s}$$

Siendo:

$$c_{prop} = \left(\frac{1 - K * \ln(-\ln(1 - \frac{1}{T}))}{1 - K * \ln(-\ln(0.98))} \right)^n$$

Donde $K = 0.2$ y $n = 0.5$. Para T=100 años, el que debemos considerar para situaciones permanentes, el coeficiente $c_{prop} = 1.04$. Con ello tenemos:

$$v_b(T) = c_{prop} * v_b = 27.6 \text{ m/s}$$

3.3.2.2. Viento transversal.

3.3.2.2.1. Empuje horizontal

El valor de la componente horizontal del viento transversal se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$F_w = \left(\frac{1}{2} * \rho * v_b^2(T) \right) * c_e(z) * c_f * A_{ref}$$

Siendo:

- ρ : densidad del aire, que se tomará igual a 1.25 kg/m³.
- $c_e(z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z.
- c_f : coeficiente de fuerza del elemento considerado.

En primer lugar el coeficiente de exposición en función de la altura z tiene el siguiente valor:

$$c_e(z) = k_r^2 * (c_o^2 * \ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7 * k_I * c_o * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)); \text{ para } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}); \text{ para } z \geq z_{min}$$

Los parámetros k_r , z_0 y z_{min} , se obtienen según el tipo de entorno. En nuestro caso, para un entorno Tipo III según la IAP-11, correspondiente con una zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos, dichos parámetros tienen los siguientes valores:

$$k_r = 0.216 ; z_0 = 0.3 \text{ m} ; z_{min} = 5 \text{ m}$$

Siendo c_0 un factor de topografía cuyo valor se tomará 1 a falta de estudios más precisos y considerando $z=8.32$ como la altura máxima del tablero, tenemos:

$$c_e(8.32 \text{ m}) = 1.66$$

Por otro lado, el coeficiente de forma del elemento considerado, en el caso de tableros de alma llena, se obtiene mediante la siguiente expresión para el empuje horizontal:

$$c_{f,x} = 2.5 - 0.3 \frac{B}{h_{eq}}$$

Siendo:

- B : anchura total del tablero, que se aproximará a su valor medio de 28 m.
- h_{eq} : altura equivalente considerando el canto mayor del tablero (1.6 metros), la altura de la barandilla (1.2 metros) y un área expuesta debida a la sobrecarga de uso según la IAP-11 de 2 metros.

$$h_{eq} = 1.6 + 1.2 + 2 = 4.8 \text{ metros}$$

Así,

$$c_{f,x} = 0.75$$

Según la IAP-11 en el artículo 4.2.5.1, su valor está acotado entre 1.3 y 2.4, por lo que tomaremos su límite más próximo, y consideraremos $c_{f,x} = 1.3$

Con todo ello, el valor del empuje horizontal es:

$$A_{ref,x} = 4.8 \text{ m} * 70 \text{ m} = 336 \text{ m}^2$$

$$F_w = \left(\frac{1}{2} * \rho * v_b^2(T) \right) * c_e(z) * c_{f,x} * A_{ref,x} = \left(\frac{1}{2} * 1.25 * 20.18 \right) * 1.66 * 0.75 * 336 = 345.3 \text{ kN}$$

Y realizando el reparto sobre las vigas longitudinales, sobre las que supondremos esta carga aplicada, tenemos una carga lineal de:

$$q_{l,x} = \frac{345.3}{70 * 2} = 2.47 \text{ kN/m}$$

3.3.2.2.2. Empuje vertical

Siguiendo la formulación anterior, el empuje vertical vuelve a ser obtenido mediante la siguiente expresión:

$$F_w = \left(\frac{1}{2} * \rho * v_b^2(T) \right) * c_e(z) * c_f * A_{ref}$$

En este caso, el coeficiente $c_{f,z}$ se tomará igual a 0.9 y el área de referencia será el área en planta del tablero. Así:

$$A_{ref,z} = 28 * 70 = 1960 \text{ m}^2$$

$$F_{w,z} = \left(\frac{1}{2} * \rho * v_b^2(T) \right) * c_e(z) * c_{f,z} * A_{ref,z} = 1394.2 \text{ kN}$$

Y realizando el reparto sobre las vigas longitudinales, sobre las que supondremos esta carga aplicada, tenemos una carga lineal de:

$$q_{l,z} = \frac{1394.2}{70 * 2} = 9.96 \text{ kN/m}$$

3.3.2.2.3. Momento de vuelco sobre el tablero

Según la IAP-11 el empuje transversal horizontal se supondrá aplicado en tableros de alma llena a una altura igual al 60% de la altura equivalente máxima utilizada en los cálculos. Así, en nuestro caso se supondrá aplicado a una distancia:

$$d = 0.6 * 4.8 = 2.88 \text{ m}$$

Proporcionando un momento, según el eje longitudinal del puente, sobre las vigas transversales de valor:

$$m_{v,y} = \frac{2.47}{2.88} = 0.858 \text{ kNm/m}$$

Por otro lado, según la IAP-11 el empuje transversal vertical se supondrá aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del puente. Así, en nuestro caso se supondrá aplicado a una distancia:

$$d = \frac{28}{4} = 7 \text{ m}$$

En este caso, introduciremos el valor de este momento con un incremento de la carga vertical en la viga longitudinal de barlovento y una disminución en la viga de sotavento.

$$\Delta q_{l,vvertical} = \frac{7 * 1394.2}{28} * \left(\frac{1}{70 * 2} \right) = 2.49 \text{ kN/m}$$

Así, la carga a vertical a considerar en la viga longitudinal de barlovento y sotavento será:

$$q_{l,z,sotavento} = 9.96 - 2.49 = 7.47 \text{ kN/m}$$

$$q_{l,z,barlovento} = 9.96 + 2.49 = 12.45 \text{ kN/m}$$

3.3.2.3. Viento horizontal

Según la IAP-11, el valor del empuje horizontal paralelo al eje del puente, sobre los elementos de desarrollo longitudinal, en nuestro caso el tablero, será una fracción del empuje transversal horizontal. El valor de dicha fracción para los elementos solidos como el tablero, será un 25%. Así,

$$q_{l,y} = 0.25 * 2.47 = 0.618 \text{ kN/m}$$

3.3.3. Nieve

En el presente proyecto, no se ha considerado la acción de la nieve ya que la IAP-11 establece en las bases para la combinación de acciones la no simultaneidad de la nieve con el uso. Por tanto, en nuestro caso, la sobrecarga de uso siempre será más desfavorable que la nieve, por tratarse de cargas muy superiores.

3.3.4. Acciones térmicas

El efecto de la temperatura sobre la estructura viene definido en el artículo 4.3 de la IAP-11. A efectos de aplicación de dicha Instrucción, evaluamos el efecto de la acción térmica considerando que se dispone de un tablero tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado o pretensado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria).

Encontramos dos situaciones provocadas por la acción térmica sobre la estructura, y sus respectivas concomitancias. La primera de ellas es un aumento o disminución uniforme de la temperatura del tablero, y la otra es un gradiente térmico actuante sobre un elemento del puente y generado por el soleamiento o por la radiación térmica del suelo.

3.3.4.1. Componente uniforme de la temperatura del tablero.

Para calcular los efectos de la componente uniforme de temperatura partiremos del valor de la temperatura del aire a la sobra en el lugar de emplazamiento del puente.

El valor característico de la temperatura máxima (Tmax) y de la temperatura mínima (Tmin) depende del clima del lugar y de la altitud. Para un periodo de retorno de 100 años y para Alemania, concretamente en Berlín, se ha considerado una Tmax = 37° y una Tmin= -24°, ambos valores obtenidos del Eurocódigo bases de proyecto y acciones en estructuras parte 2-5: acciones térmicas.

En primer lugar, determinamos la componente uniforme de la temperatura, también denominada temperatura efectiva, a partir de la temperatura del aire, a partir de las siguientes expresiones:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

Donde los valores ΔT_{e,min} y ΔT_{e,max} vienen definidos en la tabla 4.3-b de la IAP-11 siendo:

$$\Delta T_{e,min} = 4^{\circ}C$$

$$\Delta T_{e,max} = 4^{\circ}C$$

Por lo que:

$$T_{e,min} = -24 + 4 = -20^{\circ}C$$

$$T_{e,max} = 37 + 4 = 41^{\circ}C$$

Para calcular la variación de temperatura que sufre el tablero, debemos hallar la diferencia de temperatura de puesta de obra y la máxima o mínima temperatura del tablero.

Para ello obtenemos la temperatura inicial T₀ que es la temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento y tiene un valor de T₀= 10° valor obtenido del Eurocódigo 1. Parte 2-5. Acciones térmicas. Por tanto, obtenemos:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-20) = 10^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41 - 10 = 31^{\circ}C$$

Siendo:

ΔT_{N,con} el valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción.

ΔT_{N,exp} el valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación.

El dimensionamiento de los aparatos de apoyo y las juntas de dilatación se realizará considerando un incremento de 15°C sobre la máxima variación de contracción y de dilatación de la componente uniforme de la temperatura. Se obtienen unos valores de:

$$\Delta T_{apoyos,exp} = 31 + 15 = 46^{\circ}C$$

$$\Delta T_{apoyos,con} = 10 + 15 = 25^{\circ}C$$

3.3.4.2. Componente de la diferencia de temperatura (gradiente térmico)

El gradiente de temperatura será considerado mediante una diferencia en la temperatura de las secciones parciales de acero y de hormigón.

En condiciones de calentamiento, se considerará que la sección parcial de acero tiene un incremento de: ΔT_{M,heat} = +18 °C respecto a la sección parcial de hormigón.

En condiciones de enfriamiento, se considerará que la sección parcial de acero tiene un incremento de ΔT_{M,cool} = -10 °C respecto a la sección parcial de hormigón.

3.3.4.3. Diferencia horizontal

La diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección transversal del tablero puede dar lugar a una diferencia horizontal de temperatura. En nuestro caso, debido a la existencia de una zona entre la pasarela y la calzada que no está cubierta por la losa de hormigón, quedando descubiertas las vigas de piso, esta zona se calentará y se enfriará más rápidamente que las otras. Este fenómeno puede dar lugar a posibles efectos estructurales significativos, por lo tanto será necesario considerar un aumento de temperatura tanto de dilatación como de contracción en esta zona. Para ello consideramos una diferencia transversal de temperatura entre las dos caras externas del tablero de 18°C, valor obtenido de la tabla 4.3-f de la IAP-11.

3.4. Acciones accidentales

A nivel de proyecto básico, no se ha considerado ningún tipo de acción accidental sobre la estructura. Además, teniendo en cuenta que la zona de Berlín tiene un riesgo sísmico bajo, consideramos que no será una acción condicionante en el diseño. A pesar de ello, deberá hacerse un análisis más profundo (si es necesario) en el proyecto de construcción.

4. Hipótesis de carga

En la Tabla 2 se definen los estados de carga considerados para las diferentes combinaciones de carga que se han computado en la estructura.

Caso de carga	Numeración	Descripción
DEAD	1	Peso propio y carga muerta de la estructura.
SCUPas	2	Sobrecarga de uso en pasarelas.
SCU1	3	Sobrecarga de uso. Sobrecarga uniforme correspondiente a los carriles virtuales centrados.
SCP1	4	Sobrecarga de uso. Vehículos pesados en centro luz del puente centrados en los carriles virtuales con SCU1.
SCU2	5	Sobrecarga de uso. Sobrecarga uniforme correspondiente a los carriles virtuales no centrados.
SCP2	6	Sobre carga de uso. Vehículos pesados en centro luz del puente centrados en los carriles virtuales con SCU2.
SCP3	7	Sobrecarga de uso. Vehículos pesados en centro luz del puente no centrados en los carriles virtuales con SCU2.
SCP4	8	Sobrecarga de uso. Vehículos pesados en extremo del puente centrados en los carriles virtuales con SCU2.
VIENTO TRANS	9	Viento transversal.
VIENTO LONG	10	Viento longitudinal.
TEMP1	11	Temperatura. Tablero dilatando con gradiente positivo y arco y péndolas dilatando.
TEMP2	12	Temperatura. Tablero dilatando con gradiente positivo y arco dilatando y péndolas contrayendo.
TEMP3	13	Temperatura. Tablero contrayendo con gradiente positivo y arco contrayendo y péndolas dilatando.
TEMP4	14	Temperatura. Tablero contrayendo con gradiente positivo y arco contrayendo y péndolas contrayendo
TEMP5	15	Temperatura. Tablero dilatando, gradiente negativo, arco dilatando y péndolas dilatando.
TEMP6	16	Temperatura. Tablero dilatando, gradiente negativo, arco dilatando y péndolas contrayendo.
TEMP7	17	Temperatura. Tablero contrayendo, gradiente negativo, arco contrayendo y péndolas dilatando.
TEMP8	18	Temperatura. Tablero contrayendo, gradiente negativo, arco contrayendo y péndolas contrayendo.

Tabla 2. Hipótesis de cargas consideradas

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
ELU 1	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ					SÍ									
ELU 2	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ			SÍ									
ELU 3	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ		SÍ									
ELU 4	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ	SÍ									
ELU 5	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ						SÍ								
ELU 6	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ				SÍ								
ELU 7	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ			SÍ								
ELU 8	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ		SÍ								
ELU 9	SÍ	SÍ							SÍ									
ELU 10	SÍ	SÍ								SÍ								
ELU 11	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ							SÍ							
ELU 12	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ					SÍ							
ELU 13	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ				SÍ							
ELU 14	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ			SÍ							
ELU 15	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ								SÍ						
ELU 16	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ						SÍ						
ELU 17	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ					SÍ						
ELU 18	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ				SÍ						
ELU 19	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ									SÍ					
ELU 20	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ							SÍ					
ELU 21	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ						SÍ					
ELU 22	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ					SÍ					
ELU 23	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ										SÍ				
ELU 24	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ								SÍ				
ELU 25	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ							SÍ				
ELU 26	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ						SÍ				
ELU 27	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ											SÍ			
ELU 28	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ									SÍ			
ELU 29	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ								SÍ			
ELU 30	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ							SÍ			
ELU 31	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ												SÍ		
ELU 32	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ										SÍ		
ELU 33	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ									SÍ		
ELU 34	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ								SÍ		
ELU 35	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ													SÍ	
ELU 36	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ											SÍ	
ELU 37	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ										SÍ	
ELU 38	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ									SÍ	
ELU 39	SÍ	SÍ	SÍ	SÍ														SÍ
ELU 40	SÍ	SÍ			SÍ	SÍ												SÍ
ELU 41	SÍ	SÍ			SÍ		SÍ											SÍ
ELU 42	SÍ	SÍ			SÍ			SÍ										SÍ
ELU 43	SÍ	SÍ								SÍ								
ELU 44	SÍ	SÍ									SÍ			SÍ				
ELU 45	SÍ	SÍ										SÍ						
ELU 46	SÍ	SÍ											SÍ					
ELU 47	SÍ	SÍ													SÍ			
ELU 48	SÍ	SÍ														SÍ		
ELU 49	SÍ	SÍ															SÍ	
ELU 50	SÍ	SÍ																SÍ

Tabla 3. Combinaciones consideradas e hipótesis correspondientes.

Las combinaciones de acciones resumidas en la tabla 3, se han realizado con los coeficientes de combinación expuestos en el epígrafe 2.5.3 del presente anejo y según lo expuesto en el artículo 6.3 de la IAP-11. De todo lo expuesto en dicho artículo, queremos resaltar las siguientes consideraciones en las combinaciones estudiadas:

- Se ha considerado la sobrecarga de uso predominante y las demás acciones variables concomitantes para todas las hipótesis de carga estudiadas.
- La sobrecarga de uso está representada mediante los grupos de cargas definidos en la tabla 4.1-c de la IAP-11 (Figura 31). En nuestro caso solo se han considerado los grupos de tráfico 1 y 3.
- No se ha considerado la concomitancia de viento transversal y longitudinal.
- No se considerará la acción simultánea del viento y de la acción térmica.

TABLA 4.1-c GRUPOS DE CARGAS DE TRÁFICO. CONCOMITANCIA DE LAS DIFERENTES COMPONENTES DE LA SOBRECARGA DE USO						
GRUPOS DE CARGAS ⁽¹⁾	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRIENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRÍFUGA Y TRANSVERSAL	
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	-	-	-	Valor reducido: 2,5 kN/m ²
gr 2 (Fuerzas horizontales)	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_k$	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_k$	-	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	-
gr 3 (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)
gr 4 (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)

(1) La denominación de los grupos de cargas hace referencia a la componente dominante del grupo

(2) Se define como valor reducido el que corresponde al valor frecuente que figura en la tabla 6.1-a, es decir:
 $\psi_1 = 0,75$ para los vehículos pesados
 $\psi_1 = 0,40$ para la sobrecarga uniforme

Figura 31. Tabla 4.1-c de la IAP-11

5. Modelo estructural

En este apartado, se trata todo lo relacionado con el modelo de cálculo escogido y las simplificaciones de los distintos elementos de la estructura.

5.1. Programas de ordenador utilizados

5.1.1. SAP 2000

Para la realización del presente anejo se ha utilizado principalmente el programa de cálculo de estructuras SAP 2000, versión 16.

SAP 2000 es un programa de cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos que permite llevar a cabo análisis estáticos o dinámicos en 2D o 3D de elementos y sistemas estructurales. Este programa utiliza el método matricial para el cálculo de desplazamientos, reacciones y leyes de esfuerzos. Los métodos matriciales se aplican sobre estructuras planas o espaciales de barras con nudos rígidos o articulados y pueden aplicarse sobre teorías lineales o no lineales. Algunas de las características de este programa son:

- Análisis estático y dinámico
- Análisis lineal y no lineal geométrico. Entre ellos, análisis P-Delta y P-Delta con grandes desplazamientos
- Análisis plástico de estructuras
- Cálculo del proceso constructivo mediante un análisis incremental por etapas
- Posibilidad de modelización de tendones y cables
- Modelización de uniones entre elementos y apoyos no lineales
- Circulación de cargas móviles sobre el tablero
- Análisis modales y análisis de estructuras en el dominio de la frecuencia
- Posibilidad de introducción de espectros sísmicos de respuesta y acelerogramas
- Introducción de funciones temporales para la simulación de efectos dinámicos
- Obtención de envolventes de esfuerzos

Algunas de estas características hacen del SAP2000 un buen programa en el cual apoyarse para el cálculo de la estructura.

5.1.2. CALC-FLEX (versión alumnos)

Este programa pertenece al Unidad Docente de Hormigón de la Universtat Politècnica de València y permite la comprobación y el cálculo de la armadura de secciones de hormigón. Se ha utilizado para el cálculo de la armadura necesaria en las subestructuras y la losa estructural. Está basado en la EHE-08, sin embargo, a efectos de ejercicio docente, se empleará igualmente a pesar de la norma en la cual se basa este anejo sea el EC-2.

5.2. Modelo empleado

Para el cálculo de la estructura objeto del presente anejo se ha empleado un único modelo estructural que a continuación se procede a describir.

El modelo usado para la obtención de esfuerzos y flechas en ELU y ELS respectivamente es una estructura tridimensional a base de elementos lineales (barras) con nudos rígidos y elementos superficiales (placas). Las vigas longitudinales, transversales, el arco y ambos tipos de péndolas han sido modelizadas mediante los elementos barra mencionados, mientras los elementos placa han sido utilizado para modelizar la losa colaborante. Para modelizar el trabajo conjunto de la losa colaborante con las vigas transversales, se han unido con los correspondientes nudos de dimensión finita, consiguiendo así modelizar el funcionamiento del tablero como una estructura mixta.

En lo que se refiere a las secciones de las barras, se han definido las secciones de cada una de ella, asignando a todo el elemento la misma sección en el caso de barras de sección constante (vigas longitudinales, vigas transversales de hueco y péndolas flexibles), y modelizando la variación de sección en aquellas cuya sección sea variable (arco, péndolas rígidas y demás vigas transversales). Para poder modelizar una viga de sección variable, es necesario definir las secciones asociadas al nudo inicial y al nudo final de cada barra, para posteriormente asignar una sección que varía linealmente las secciones intermedias.

Por otro lado, la conexión entre todos los elementos lineales, como por ejemplo el arco a las vigas longitudinales o las péndolas rígidas al arco, ha sido modelizado igualmente mediante nudos de dimensión finita, teniendo en cuenta la longitud real de las barras.

En las siguientes imágenes se muestran las 3 vistas del modelo empleado, así como una vista en 3D con la visión de las secciones introucidas. En el Apéndice 4.2, se muestran distintas tablas donde se recogen los datos iniciales (las coordenadas de los nudos, la conectividad de las barras, las coacciones de los nudos de dimensión finita y la asignación de los mismos. Del mismo modo se muestran los materiales, las secciones, las hipótesis de carga y las combinaciones consideradas) y los resultados obtenidos (desplazamientos de nudos, reacciones y esfuerzos en barras).

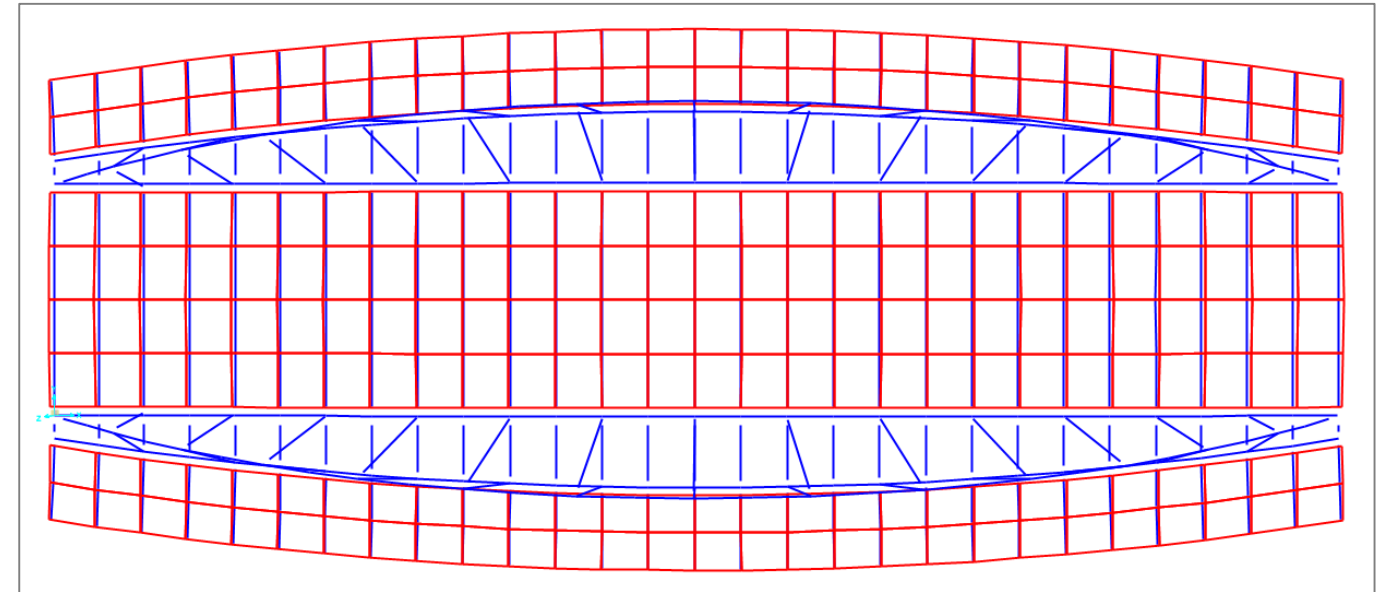


Figura 32. Planta del modelo estructural en SAP 2000

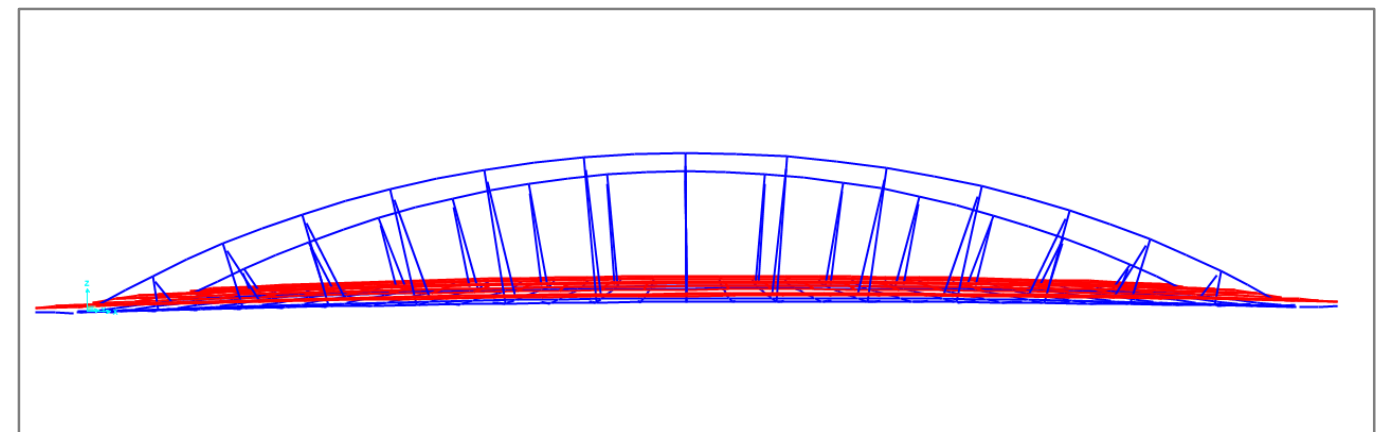


Figura 33. Alzado longitudinal del modelo estructural en SAP 2000

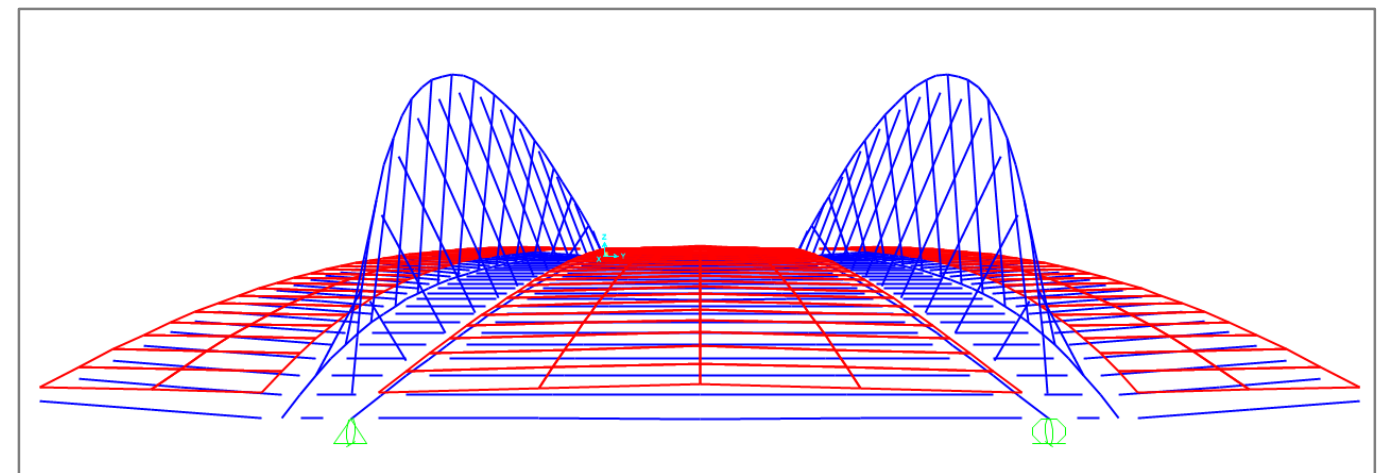
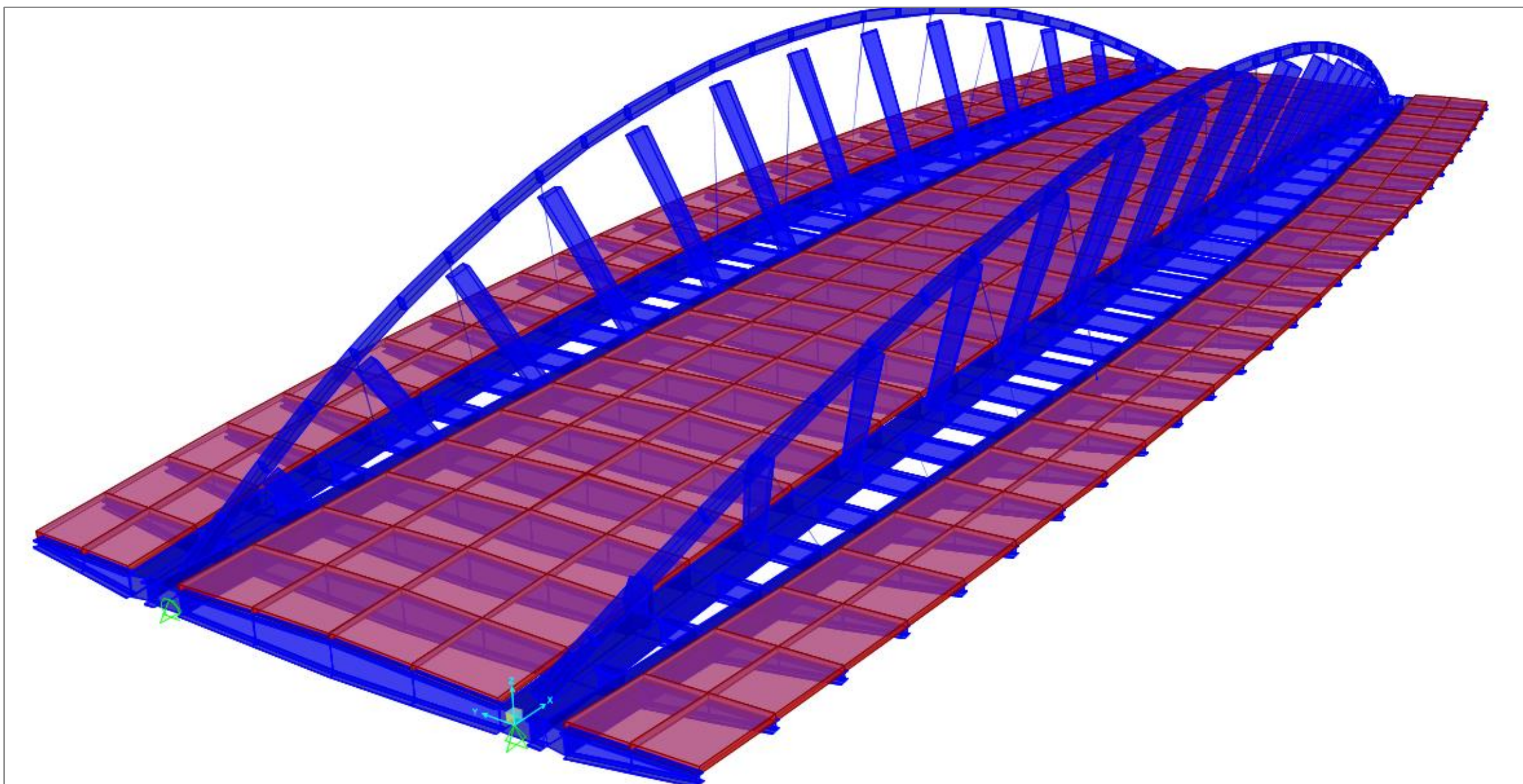


Figura 34. Alzado transversal del modelo estructural en SAP 2000



6. Comprobaciones estructurales de Subestructura

6.1. Estribo Sur

6.1.1. Sección tipo

La definición geométrica del estribo se muestra en la Figura 35 y Figura 36 donde pueden verse la sección tipo y la sección de aleta del estribo respectivamente:

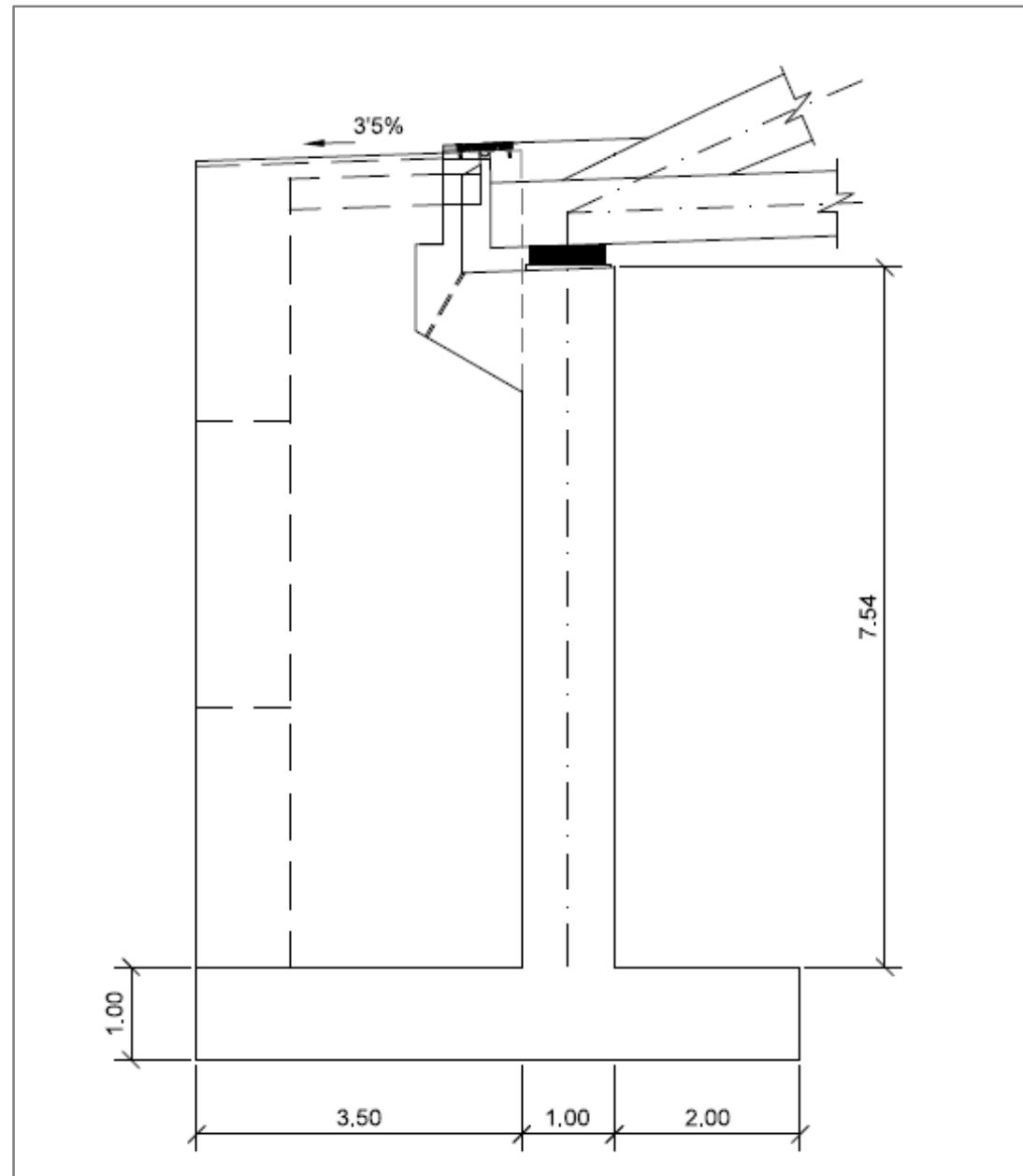


Figura 35. Sección tipo estribo Sur

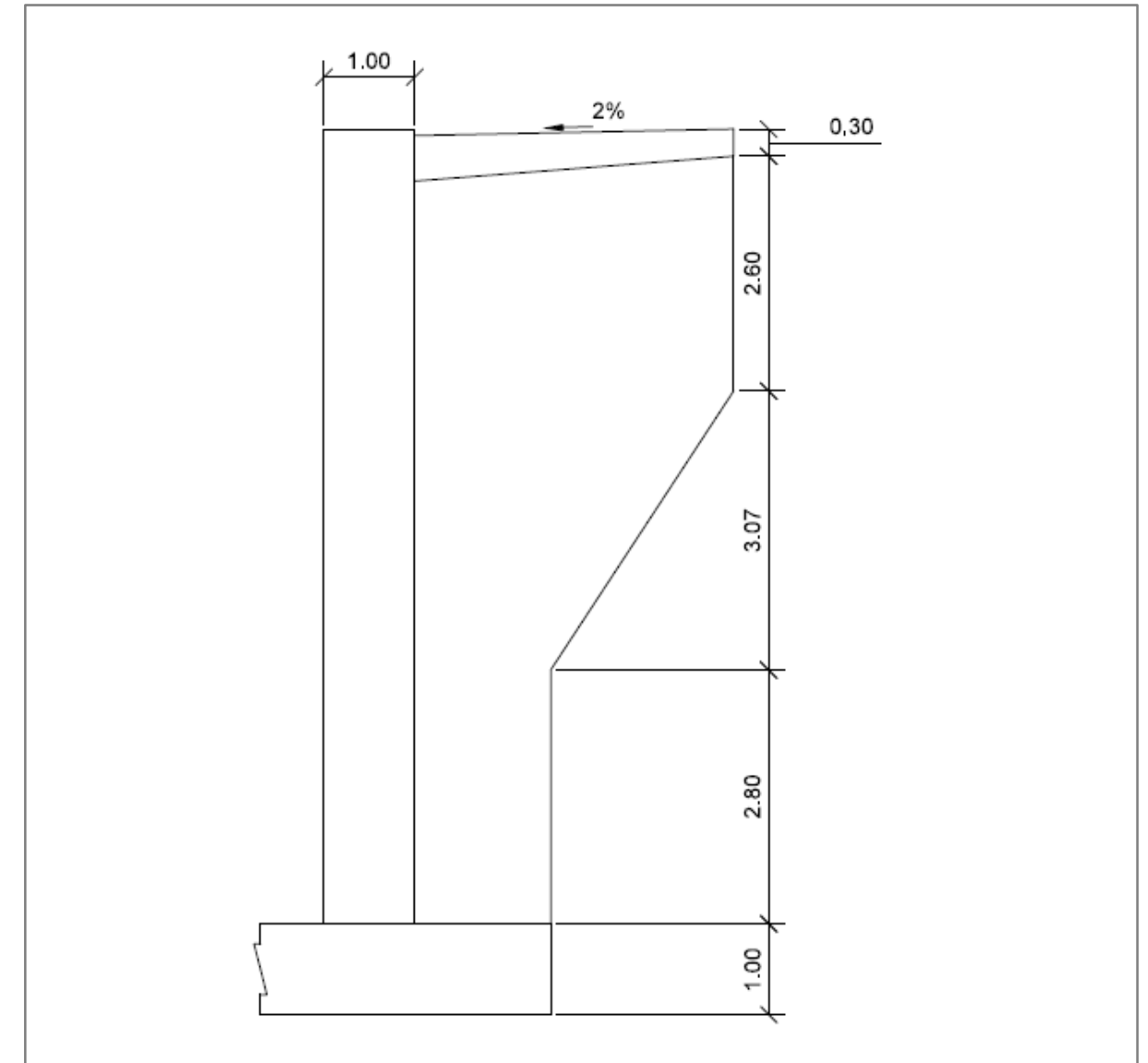


Figura 36. Sección de aleta estribo Sur

6.1.2. Muro frontal

Para el dimensionamiento del armado del muro frontal, realizaremos las comprobaciones de estado límite último que recoge la normativa empleada, siguiendo especialmente las indicaciones de la EHE para los mismos, así como la armadura mínima que estas imponen. En primer lugar realizaremos el cálculo del muro frontal, en el que a nivel de proyecto básico calcularemos el armado de un metro de muro, que posteriormente extenderemos a lo largo de toda su longitud. Por tanto, los esfuerzos de dimensionamiento se han obtenido por metro lineal, considerando dos situaciones de proyecto, expuestas en el artículo 60.3 de la EHE:

1. Estribo en construcción, sin el tablero apoyado, sometido a su propio peso y a las acciones producidas por el relleno de relleno de tierras, si es éste el procedimientos constructivo. Deberán tenerse en cuenta, en este caso, las acciones producidas por los medios de compactación utilizados sobre el relleno.
2. Estribos en servicio, sometido a la actuación de todas las acciones.

A pesar de las dos situaciones de proyecto, tal y como indica la EHE en el mismo artículo, el trabajo como muro de contención es el determinante en su dimensionamiento, ya que la carga transmitida por el tablero son principalmente de compresión, siendo favorables para el dimensionamiento del armado.

Con todo lo anterior, los esfuerzos considerados han sido calculados en la sección más desfavorable, la de la unión del alzado del muro frontal a la zapata:

- *Empuje del terreno:*
Siguiendo la metodología empleada en el Anejo Nº3 Cálculos Geotécnicos y considerando una sobrecarga en la construcción debida a los medios de compactación de 10 kN/m², el empuje al reposo en el trasdós del muro tiene el siguiente valor y punto de aplicación, con respecto de la base del muro:

$$E_a = 184.31 \text{ kN/m}$$
$$d = 2.86 \text{ m}$$

- *Peso del muro:*

$$W = 187.5 \text{ kN/m}$$

Combinándolos con los respectivos coeficientes de seguridad tenemos los esfuerzos de cálculo para el muro frontal:

ESFUERZOS DE CÁLCULO		
ELU	Combinación característica	$N_{Ed} = 253 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 712 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 249 \text{ kN/m}$
ELS	Combinación característica	$N_{Ed} = 188 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 528 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 184 \text{ kN/m}$
	Combinación cuasipermanente	$N_{Ed} = 188 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 528 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 184 \text{ kN/m}$

Tabla 4. Esfuerzos de cálculo para el muro frontal del estribo sur

6.1.2.1. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales

La rotura de una sección de hormigón se define mediante un diagrama de pivotes a partir de un análisis tensional plano que se determina fijando los valores de agotamiento de los materiales en unas fibras concretas (obtenidos según el artículo 42 de la EHE08)

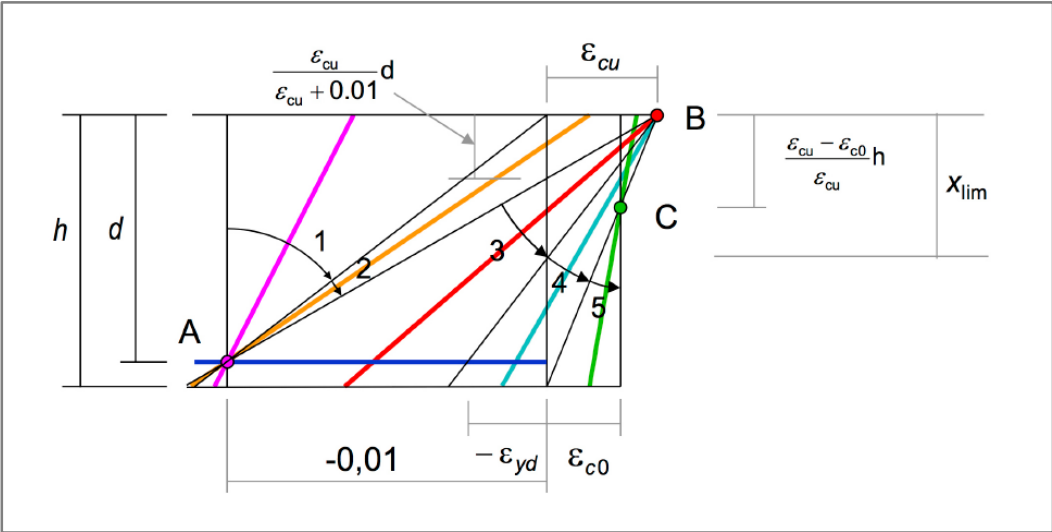


Figura 37. Diagrama de pivotes según el artículo 42 de la EHE0. Referencia: Apuntes “Hormigón I” Unidad Docente Hormigón (UPV).

El diagrama de pivotes permite definir todos los posibles planos de deformación de rotura de la sección en función de la profundidad de la fibra neutra. Dichas deformaciones se traducen en tensiones mediante la utilización del diagrama rectangular tensión-deformación (definido en el artículo 39.5 de la EHE08):

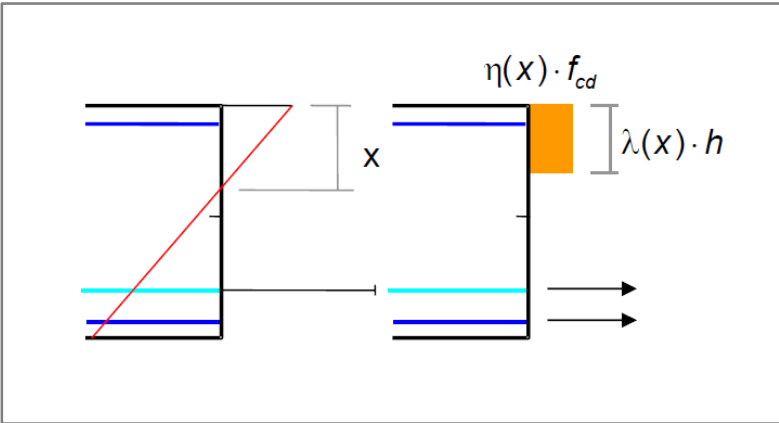


Figura 38. Diagrama rectangular tensión deformación según el artículo 39.5 de la EHE08. Referencia: Apuntes “Hormigón I” Unidad Docente Hormigón (UPV).

Dichas tensiones de rotura se someten a cálculo hasta deducir los esfuerzos de rotura, cuyo conjunto se representa mediante un diagrama de interacción N-M, como el que puede observarse en la Figura 39.

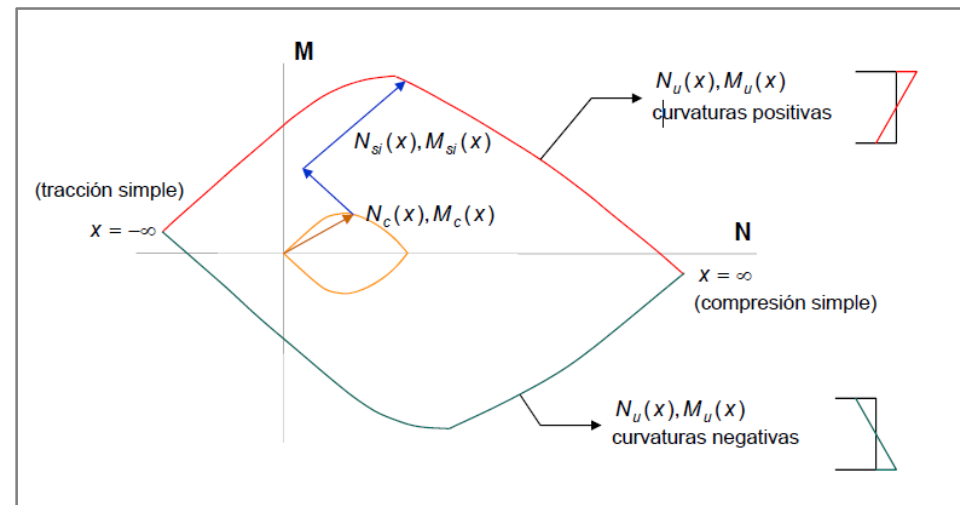


Figura 39. Diagrama de interacción N-M. Referencia: Apuntes "Hormigón I" Unidad Docente Hormigón (UPV).

De modo que cuando los esfuerzos que actúan sobre una sección se encuentran fuera del área encerrada por el diagrama de interacción, se produce la rotura de la sección. En tal caso será necesario disponer un refuerzo mediante armaduras, lo que conduce a un nuevo diagrama tensión-deformación, según puede verse en la Figura 40. Se definen por tanto unas zonas de dimensionamiento en el diagrama y dependiendo de en cuál de ellas nos encontremos con nuestros esfuerzos, se adoptan unos criterios de dimensionamiento u otros, los cuales pueden verse en la misma figura.

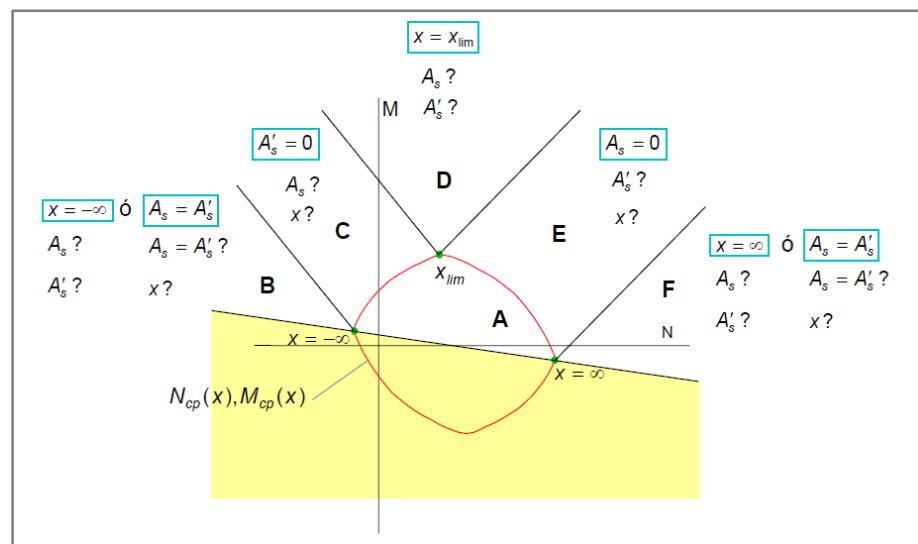


Figura 40. Zonas de dimensionamiento y criterios empleados para cada una de ellas. Referencia: Apuntes "Hormigón I" Unidad Docente Hormigón (UPV).

Todo el procedimiento expuesto, se ha llevado a cabo mediante la aplicación informática desarrollada por la Unidad Docente de Hormigón de la Universitat Politècnica de València denominada "Calc_Flex". Admitiendo como inputs los datos referentes a las características de la sección a estudiar y las características del acero y el hormigón empleado, así como los esfuerzos referentes al Estado Límite Último expuestos en la Tabla 4.

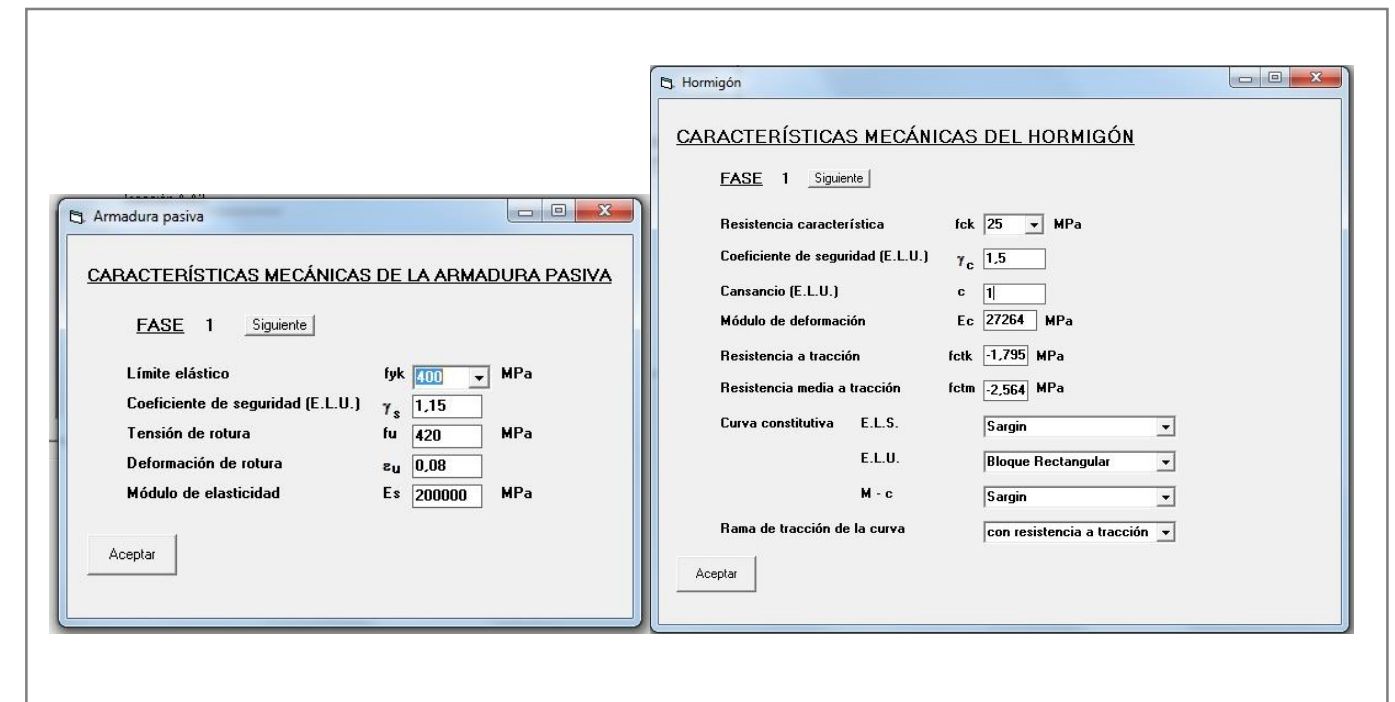


Figura 41. Inputs características de materiales en el programa Calc-Flex

En la Figura 42 se resumen los resultados obtenidos para la sección considerada de muro.

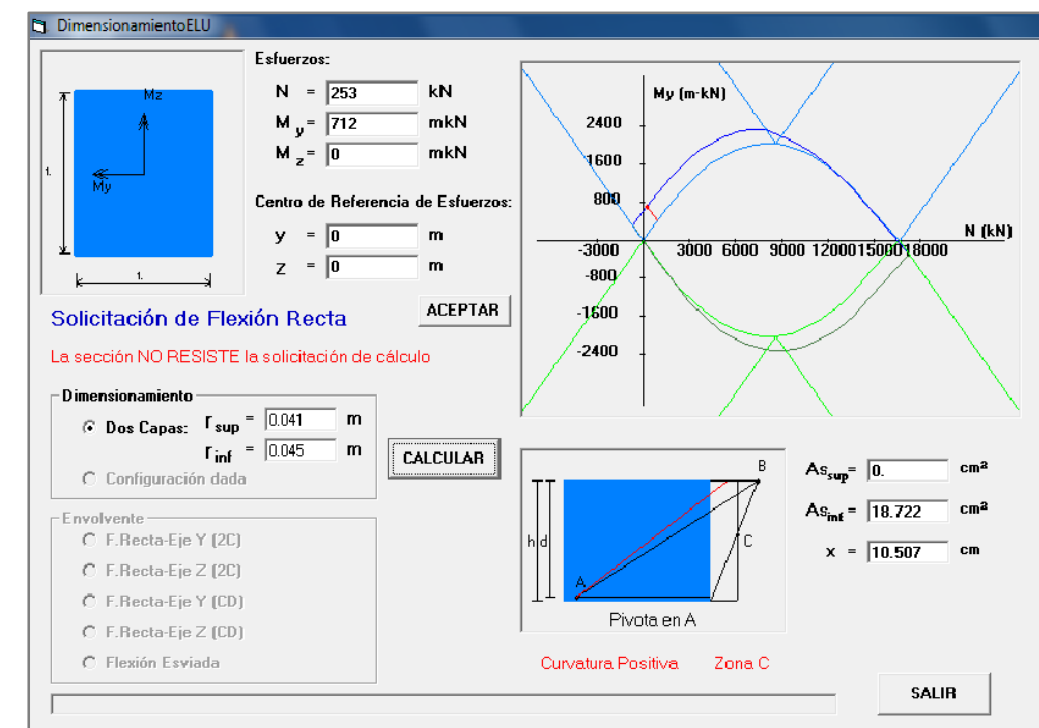


Figura 42. Resultados dimensionamiento con el programa Calc-Flex en el muro frontal del estribo Sur

Por tanto, según los resultados obtenidos necesitamos una armadura de cálculo de 18.72 cm^2 para resistir las sollicitaciones de cálculo.

$$A_{s,v,calc} = 18.72 \text{ cm}^2$$

6.1.2.2. Armaduras mínimas

El Eurocódigo 2 establece una serie de armaduras mínimas para muros, tanto de compresión, como de tracción como armado horizontal.

6.1.2.2.1. Armadura mínima geométrica de tracción

El artículo 9.6.2 del EC-2, establece una cuantía geométrica mínima de armado para acero de $f_{yk}=400\text{MPa}$ de:

$$A_{s,v,min} = 0.0012 * A_c = \mathbf{12\text{ cm}^2}$$

6.1.2.2.2. Armadura mínima mecánica de tracción

El artículo 9.6.2 del EC-2, establece una cuantía mecánica mínima de armado de:

$$A_{s,v,min} = \frac{0.04 * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \mathbf{19.17\text{ cm}^2}$$

6.1.2.2.3. Armadura mínima por control de fisuración

El artículo 7.3.2. del EC-2, establece una cuantía mínima por control de fisuración de:

$$A_{s,v,min} = \frac{k_c * k * f_{ct,m} * A_c}{\sigma_s} = \mathbf{14.27\text{ cm}^2}$$

Donde:

- $k_c = 0.4 * \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 * \left(\frac{h}{h^*}\right) * f_{ct,m}}\right) = \mathbf{0.381} \leq 1$
 - $k_1 = \mathbf{1.5}$ (esfuerzo de compresión)
 - $h^* = \mathbf{1\text{ m}}$
 - $\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b * h} = \mathbf{0.1875\text{ MPa}}$
- $1 \geq k = 1 - (h - 300) * 7 * 10^{-4} \geq 0.65 ; k = \mathbf{0.65}$
- $\sigma_s = \mathbf{222.22}$ (Tabla 7.2.N del EC-2)
- $f_{ct,m} = 0.3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = \mathbf{2.565\text{ MPa}}$

Conclusión

La armadura vertical a disponer en la cara traccionada viene impuesta por los mínimos mecánicos, y tiene un valor de 19.17 cm^2 . Debido a que la dispuesta es por mínimos no podemos plantear un armado variable del muro. Decidimos disponerla en redondos del 20, resultando un armado total por metro de $7\phi 20$, siendo el área total dispuesta de armadura 21.99 cm^2 .

6.1.2.2.4. Armadura mínima en la cara comprimida:

Según el artículo 9.6.2. del EC-2, en muros en la cara comprimida se dispondrá un 30% de la armadura mínima más desfavorable. Así:

$$A'_{s,v,min} = 0.3 * \max(A_{s,v,min}) = \mathbf{5.75\text{ cm}^2}$$

La cual la disponemos en forma de $6\phi 12$ por metro, siendo el área total dispuesta 6.79 cm^2 .

Nota: Todas las armaduras cumplen la separación máxima exigida por el mismo artículo del EC-2. Esta separación máxima se define como:

$$s_{v,max} \leq \min(3 * \text{espesor muro}; 400\text{ mm}) = \min(3 * 1000\text{mm}; 400\text{mm}) = 400\text{ mm}$$

Y además, la separación mínima que resulta:

$$s_{v,min} \geq \max(\varphi_b; 1.25 * d_g; 20\text{mm}) = 25\text{ mm para cualquier } \varphi_b \text{ empleado}$$

6.1.2.2.5. Armadura mínima horizontal:

Para controlar la fisuración por efectos térmicos, deformaciones impuestas, retracción, etc. el Eurocódigo 2 establece en el artículo 9.6.3. una armadura geométrica mínima horizontal a disponer. Para acero de $f_{yk}=400\text{MPa}$ tenemos:

$$A_{s,h,min} = 0.0040 * A_c^* = \mathbf{20\text{ cm}^2}$$

Donde $A_c^* = 0.5\text{m}^2$ para espesores de muro mayores a 0.5m.

Esta cuantía de armadura se reparte en las dos caras del muro de forma que a cada parte le corresponde el 50% de la misma.

$$A_{s,h,1} = A_{s,h,2} = \mathbf{10\text{ cm}^2}$$

Que disponemos en forma de $5\phi 16$ por metro de altura, separándolos por tanto 250mm y cumpliendo la separación máxima impuesta por el Eurocódigo 2 de 400 mm.

6.1.2.3. Cálculo de longitudes de anclaje

Obtendremos la longitud de anclaje de armadura traccionada según el artículo 8.4.2 del Eurocódigo 2. Según dicho artículo, la longitud básica de anclaje tiene el siguiente valor:

$$l_b = \frac{\varphi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 646\text{ mm}$$

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2.69\text{ MPa}$$

Donde:

- $\eta_1 = 1$ (condiciones de buena adherencia)
- $\eta_2 = 1$ ($\varphi \leq 32\text{ mm}$)

$$\blacksquare f_{ctd} = \frac{f_{ct,0.05}}{1.5} = \frac{0.7 * f_{ctm}}{1.5} = 1.20 \text{ MPa}$$

Y donde la longitud de anclaje requerida se define como:

$$l_{b,rqd} = l_b * \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 646 * \frac{18.72}{21.99} = 0.55 \text{ m}$$

Como no tenemos problemas de espacio para realizar el anclaje en prolongación recta, la realizamos de esta forma, siendo la longitud neta de anclaje:

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = 0.55 \text{ mm}$$

6.1.2.4. Armadura bajo carga concentrada del apoyo

La armadura del muro frontal bajo apoyo la dispondremos según lo recogido en el artículo 61 de la EHE-08, donde se especifica la formulación a seguir en cargas puntuales bajo macizos. En ella se exponen principalmente dos comprobaciones: por un lado que la carga concentrada no agote la capacidad resistente de la biela de hormigón bajo el apoyo y por otra que la armadura sea la necesaria para canalizar y concentrar dicho esfuerzo de compresión. Así:

$$N_d \leq A_{c1} * f_{3cd}$$

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} * f_{cd} = 20.83 \text{ MPa} \leq 3.3 * f_{cd} = 55 \text{ MPa}$$

Donde:

- $A_c = 1 \text{ m} * 1 \text{ m} = 1 \text{ m}^2$
- $A_{c1} = 0.8 \text{ m} * 0.8 \text{ m} = 0.64 \text{ m}^2$

Así:

$$N_{d,max} = 9348.4 \text{ kN} \leq A_{c1} * f_{3cd} = 13333 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

Por otro lado, la armadura necesaria en los tirantes se dimensionará para la tensión de cálculo indicada en las siguientes expresiones:

$$T_{ad} = 0.25 * N_d * \frac{a - a_1}{a} = A_s * f_{yd}$$

$$A_s = \frac{T_{ad}}{f_{yd}} = \frac{0.25 * N_d * \frac{a - a_1}{a}}{f_{yd}} = 13.44 \text{ cm}^2$$

Esta armadura se dispondrá según a EHE a una profundidad entre 0.1 y 1 metro en nuestro caso. Decidimos disponerla a una distancia de 0.5 m del borde superior, en forma de 2 capas en las dos direcciones de forma que el centro de gravedad de todas ellas quede a la profundidad indicada. Así, dispondremos por capa 6ϕ12, resultando un total de armado en cada dirección de 13.57 cm²

6.1.2.5. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales

Según el artículo 6.2.1. del Eurocódigo 2, para piezas sin armadura de cortante, el cortante de cálculo debe cumplir la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

Siendo:

- $v = \frac{0.18}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.328 > v_{min} = 440$
 - $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195.5}} = 1.46 \leq 2$
 - $\rho_1 = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{21.99 \text{ cm}^2}{1000 \text{ mm} * 195.5 \text{ mm}} = 0.001924$
 - $v_{min} = \frac{0.075}{\gamma_c} * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = \frac{0.075}{1.5} * 1.46^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0.440$
- $k_1 = 0.15$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{253 \text{ kN}}{1 \text{ m}^2} = 0.253 \text{ MPa} < 0.2 * f_{cd} = 3.33 \text{ MPa}$

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 456.42 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 249 \text{ kN/m} \leq V_{Rd,c} = 456.42 \text{ kN/m} \rightarrow \text{cumple}$$

6.1.2.6. Estado límite último de agotamiento por esfuerzo rasante

El Eurocódigo 2 en el artículo 6.2.5 establece que en la junta de hormigonado debe cumplirse la siguiente condición que verifique el estado límite último por esfuerzo rasante.

$$v_{Ed} < v_{Rd}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{0.9 * d} = 0.2138 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd} = c * f_{ct,d} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \leq 0.5 * \left(0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) * f_{cd}$$

Donde en el caso de armadura vertical perpendicular a la zapata, como en nuestro caso α=90°, el esfuerzo rasante resistido se reduce a la siguiente expresión, con las siguientes simplificaciones:

$$\mu = 0.7; \quad c = 0.4 \quad ; \quad \sigma_n \approx 0$$

$$\begin{aligned} v_{Rd} &= 0.4 * f_{ct,d} + 0.9 * \rho * f_{yd} = 0.4 * 1.20 \text{ MPa} + 0.9 * 0.001991 * 347.8 \text{ MPa} = 69.316 \text{ MPa} \\ &\leq 0.5 * \left(0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) * f_{cd} = 4.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Donde:

$$\rho = \frac{A_{sl}}{a} = \frac{21.99 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = 0.21991$$
$$v_{Ed} = 0.2138 \text{ MPa} < v_{Rd} = 4.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

6.1.2.7. Estado límite de servicio de limitación de tensiones.

El estado límite de servicio de limitación de tensiones impuesto por el Euródigo 2 en el artículo 5.10.2.2. y 7.2. establece la siguiente comprobación:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) \leq 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) \geq -0.8 f_{yk} = -320 \text{ MPa}$$

Para realizar esta comprobación, será necesario comprobar que la sección fisura para la combinación a comprobar, en este caso la característica, que es igual que la cuasipermanente debido a no considerar sobrecargas de uso. Así, deberemos obtener el momento de fisuración, que considera que la fibra más traccionada de la sección supera la resistencia a flexotracción del hormigón, y compararlo con el de cálculo:

$$M_{fis} = \frac{I_b}{v_2} * \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A} \right) = 396.25 \text{ kNm}$$
$$M_{Ed} = 528 \text{ kNm} > M_{fis} = 396.25 \rightarrow \text{La sección fisura}$$

Por tanto, deberemos obtener las características de la sección fisurada (su inercia eficaz y la profundidad de la fibra neutra), debido a que la parte fisurada no contribuye a la resistencia de la sección. Para obtener la profundidad de la fibra neutra, utilizamos la expresión que nos indica la deformación de la sección:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ c \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_r * (A_h(x) * I_h(x) - S_h^2(x))} * \begin{bmatrix} I_h(x) & -S_h(x) \\ -S_h(x) & A_h(x) \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix}$$

La profundidad de la fibra neutra (x) se calcula teniendo en cuenta que:

$$\varepsilon_0 + c * (v_1 - x) = 0$$
$$\begin{bmatrix} 1 & v_1 - x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ c \end{Bmatrix} = 0$$

De manera que con la siguiente expresión se puede calcular la posición de la fibra neutra (x):

$$\begin{bmatrix} 1 & v_1 - x \end{bmatrix} * \frac{1}{E_r * (A_h(x) * I_h(x) - S_h^2(x))} * \begin{bmatrix} I_h(x) & -S_h(x) \\ -S_h(x) & A_h(x) \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = 0$$

Así tenemos:

$$x = 0.1476 \text{ m}$$
$$I_{fis} = 0.01022 \text{ m}^4$$

Con lo que podemos obtener las tensiones máximas en el hormigón y en el acero:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) = 8.88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$
$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) = -256.67 > -320 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

6.1.2.8. Estado límite de servicio de fisuración

Realizamos la comprobación de estado límite de servicio de fisuración según el artículo 7.3.1 del Eurcódigo 2.

Por tanto, deberemos obtener la abertura de fisura y compararlo con el límite de abertura de fisura para nuestro ambiente (Tabla 7.1N). Así:

$$w_k(N_{qp}, M_{qp}) \leq w_{max} = 0.30 \text{ mm}$$

Tabla 7.1N – Valores recomendados de $w_{\text{máx}}$ (mm)		
Clase de exposición	Elementos con armadura pasiva y con armaduras activas no adherentes	Elementos con armaduras activas adherentes
	Combinación de cargas cuasipermanente	Combinación de cargas frecuente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Descompresión
NOTA 1 Para las clases de exposición X0, XC1, la abertura de la fisura no influye en la durabilidad y este límite se establece para garantizar, en general, una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia se puede tratar este límite de modo menos estricto.		
NOTA 2 Para estas clases de exposición, además, la descompresión se debería comprobar bajo la combinación cuasipermanente de cargas.		

Figura 43. Tabla 7.1N del EC-2

La abertura de fisura se obtiene según la siguiente formulación:

$$w_k = S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Donde:

- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} * (\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})) \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
- Si la separación entre barras es mayor a 5*(c+φ/2): $S_{r,max} = 3.4 * c + 0.425 * k_1 * k_2 * \frac{\varphi_{eq}}{\rho_{p,eff}}$
- Si la separación entre barras es mayor a 5*(c+φ/2): $S_{r,max} = 1.3 * (h - x)$

Obteniendo las características de la sección fisurada y la profundidad x de su fibra neutra, como en el apartado anterior y aplicando la formulación anterior obtenemos los siguientes resultados:

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0.000988$

$S_{r,max} = 0.292934\text{ m}$

$w_k(N_{qp}, M_{qp}) = 0.2895\text{ mm} < 0.3\text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$

6.1.2.9. Resumen de armados para el muro frontal

ARMADO	DIÁMETRO	NÚMERO DE BARRAS POR METRO	NOMENCLATURA
Armadura Vertical. Cara traccionada (Trasdós)	ϕ20	7ϕ20	ϕ20 c/0.13
Armadura Vertical. Cara comprimida (Intradós)	ϕ12	6ϕ12	ϕ12 c/0.15
Armadura horizontal (Trasdós)	ϕ16	5ϕ16	ϕ12 c/0.20
Armadura horizontal (Inrasdós)	ϕ16	5ϕ16	ϕ12 c/0.20

Tabla 5. Armado muro frontal y aletas del estribo Sur

En la tabla anterior no se indica la armadura bajo el apoyo, cuya cuantía puede verse en el epígrafe 6.1.2.4. El diseño del armado del muro frontal puede verse en el Plano Nº8.2. “Subestructuras. Armado”

6.1.3. Aletas y muros laterales.

Las aletas y los muros laterales funcionan estructuralmente como muros de contención de tierras, con los mismos esfuerzos con los que se ha calculado el muro frontal. Por ello, el armado empleado en las mismas será idéntico al empleado en el muro frontal. Además, para su diseño y el armado de detalles constructivos se ha seguido el libro “Estribos de puente de tramo recto”, de Juan J. Arenas y Ángel C. Aparicio. En la Tabla 5 se resume la armadura de la sección más desfavorable de la aleta y el muro lateral, la misma que en el muro frontal:

El diseño del armado de la sección de aleta y muro lateral puede verse en el Plano Nº8.2. “Subestructuras. Armado”

6.1.4. Murete de guarda y losa de transición.

Para el armado de estos elementos a nivel de proyecto básico, se han seguido las recomendaciones dadas por el libro “Estribos de puente de tramo recto”, de Juan J. Arenas y Ángel C. Aparicio. El diseño del armado de estos elementos puede verse en el Plano Nº8.2. “Subestructuras. Armado”.

6.1.5. Zapata corrida

Para el dimensionamiento del armado de la zapata, realizaremos las comprobaciones de estado límite último que recoge la normativa empleada, siguiendo especialmente las indicaciones de la EHE para las mismas, así como la armadura mínima que estas imponen. Para el cálculo de la zapata se han considerado las condiciones de esta en servicio, ya que al contrario que en el caso del muro, son las más desfavorables.

En primer lugar será necesario obtener la distribución de presiones en el terreno, a través de la reducción de fuerzas al plano de cimentación.

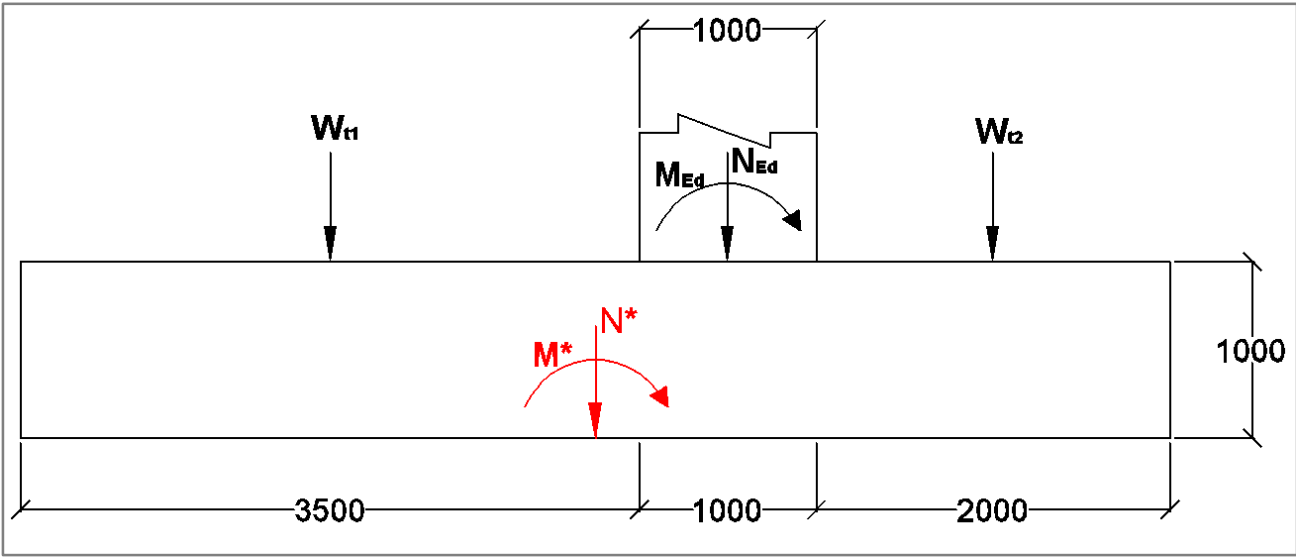


Figura 44. Reducción de esfuerzos al plano de cimentación en el estribo Sur

$W_{t1} = 529.02\text{ kN/m}$

$W_{t1} = 52\text{ kN/m}$

$N_{Ed} = 1353\text{ kN/m}$

$M_{Ed} = 712\text{ kNm/m}$

Por tanto, reduciendo al plano de cimentación, y teniendo en cuenta que los esfuerzos en la base del muro frontal ya están mayorados:

$N_{Ed}^* = 1353 + 1.35 * (529.02 + 52) = 2246.4\text{ kN/m}$

$M_{Ed}^* = 712 - 1.35 * 529.02 * 1.5 + 1353 * 0.75 + 1.35 * 52 * 2.25 = 895.19\text{ kNm/m}$

Y por tanto, las tensiones en el terreno, sin tener en cuenta el peso de la zapata:

$\sigma_{min} = \frac{N_{Ed}^*}{b} - \frac{6 * M_{Ed}^*}{b^2} = 218.5\text{ kPa/m}$

$\sigma_{max} = \frac{N_{Ed}^*}{b} + \frac{6 * M_{Ed}^*}{b^2} = 472.7\text{ kPa/m}$

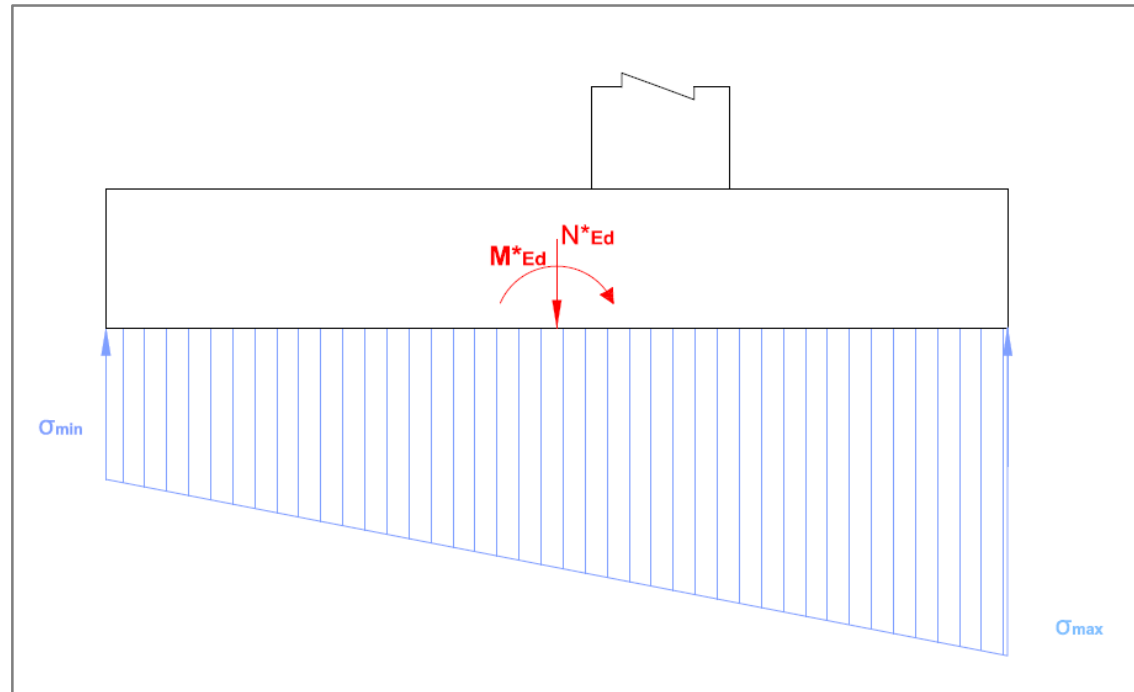


Figura 45. Distribución de tensiones en el terreno

Una vez obtenidos las reacciones en el plano de cimentación, será necesario obtener los esfuerzos de ELU y ELS en las secciones de referencia a estudiar, según el artículo 42 y 58.2.1.1 de la EHE-08).

Para ELU de solicitaciones normales, la norma establece la sección de referencia S1 a 0.15*a del borde exterior del muro frontal, siendo a el espesor de muro.

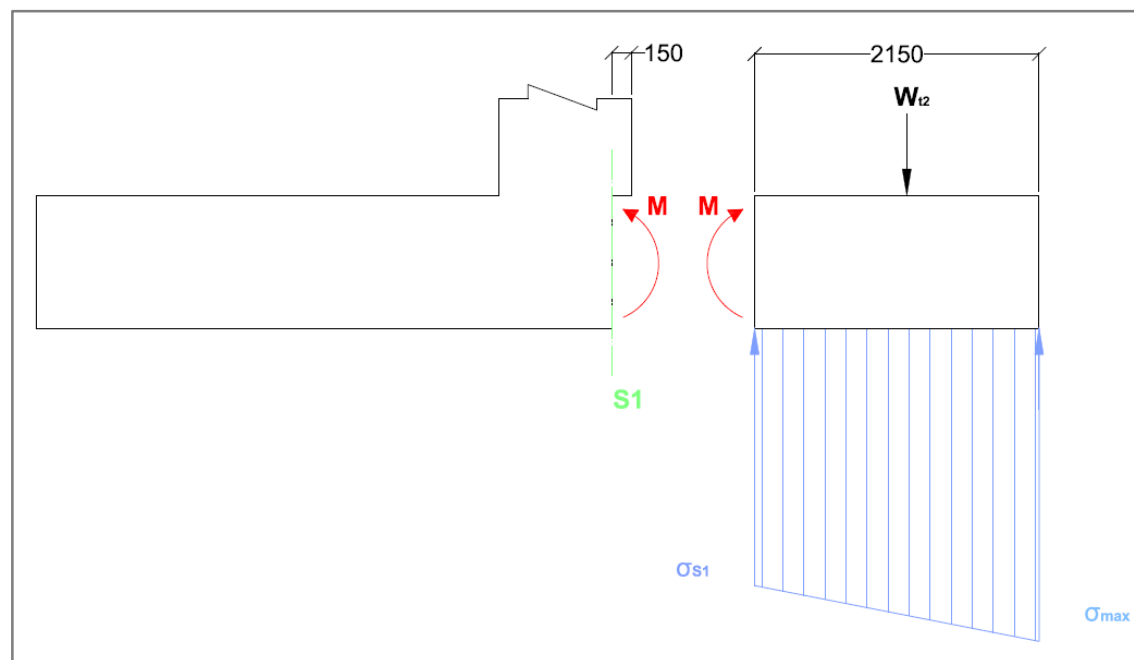


Figura 46. Sección S1 para el cálculo de esfuerzos en ELU para solicitaciones normales

En nuestro caso:

$$a = 1000 \text{ mm} ; 0.15 * a = 150 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} = 388.8 \text{ kPa/m}$$

$$M_{s1} = -70.2 * 1.075 + 388.8 * \frac{2.15^2}{2} + (472.9 - 388.8) * \frac{2.15^2}{3} * 2 = 1082.3 \text{ kNm/m}$$

Para ELU de solicitaciones tangenciales, la norma establece la sección de referencia S2 a un canto d del borde exterior del muro frontal.

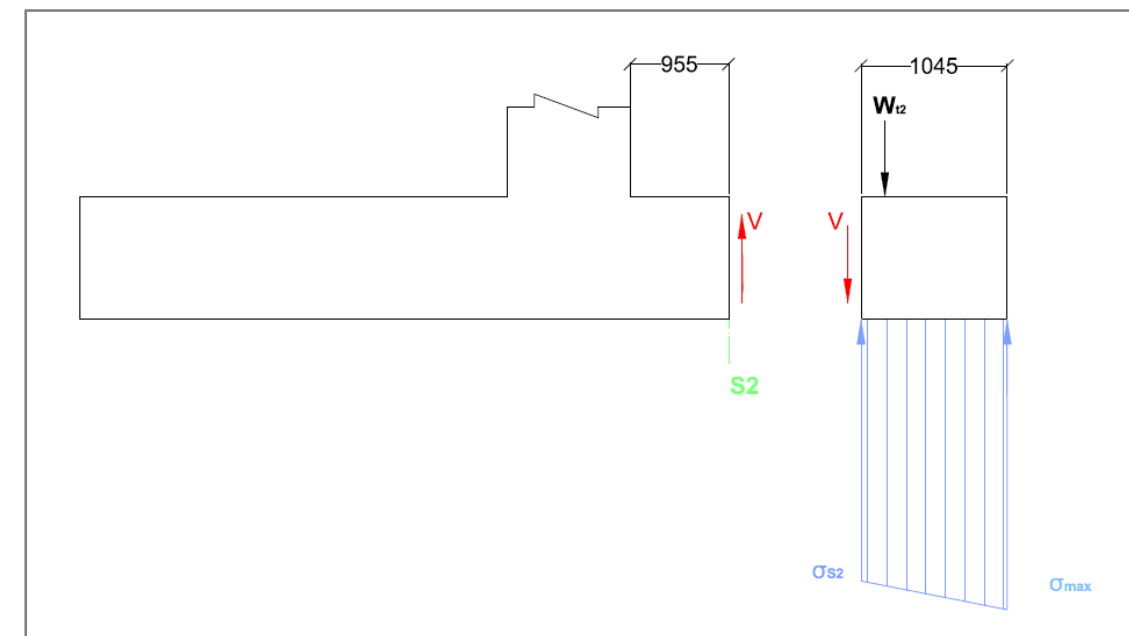


Figura 47. Sección S2 para el cálculo de esfuerzos en ELU para solicitaciones tangenciales

En nuestro caso:

$$d = 0.955 \text{ m}$$

$$\sigma_{s2} = 432 \text{ kPa/m}$$

$$V_{s2} = -70.2 * \frac{1.045}{2} + \frac{(472.9 + 432)}{2} * 1.045 = 416.13 \text{ kN/m}$$

Y por tanto, realizando el mismo proceso anterior para ELS en sus combinaciones característica y cuasipermanente, obtenemos los esfuerzos de cálculo para la zapata:

ESFUERZOS DE CÁLCULO		
ELU	Combinación característica	$N_{Ed} = 0 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 1082.3 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 416 \text{ kN/m}$
ELS	Combinación característica	$N_{Ed} = 0 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 773 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 297 \text{ kN/m}$
	Combinación cuasipermanente	$N_{Ed} = 0 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 676 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 260 \text{ kN/m}$

Tabla 6. Esfuerzos de cálculo para la zapata del estribo Sur

6.1.5.1. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales

Para el cálculo de la armadura requerida en el ELU para solicitaciones normales, repetimos el procedimiento expuesto en el epígrafe 6.1.2.1. En la Figura 48 se resumen los resultados obtenidos para la sección estudiada con los esfuerzos indicados en el apartado anterior utilizando de nuevo la aplicación informática “Calc_Flex” (Unidad Docente de Hormigón, Universitat Politècnica de València).

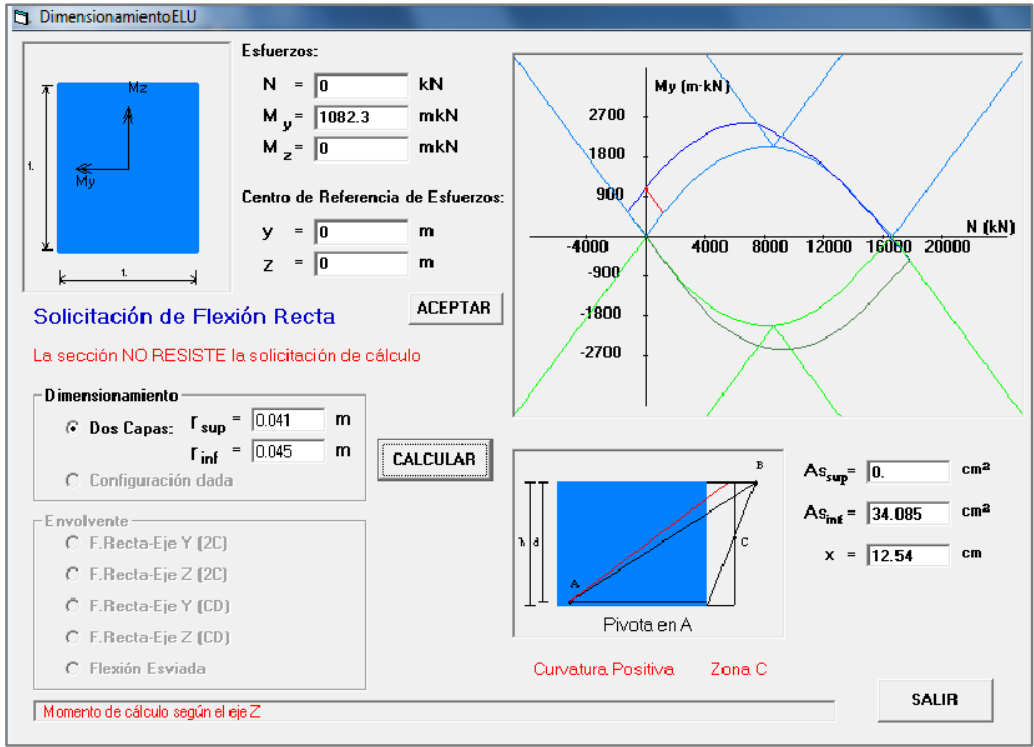


Figura 48. Resultados dimensionamiento con el programa Calc-Flex en la zapata del estribo Sur.

Por tanto, según los resultados obtenidos necesitamos una armadura de cálculo de 34.085 cm² para resistir las solicitaciones de cálculo.

6.1.5.2. Armaduras mínimas

El Eurocódigo 2 establece una serie de armaduras mínimas para muros, tanto de compresión, como de tracción como armado horizontal.

6.1.5.2.1. Armadura mínima geométrica de tracción

El artículo 42.3.5 de la EHE-08, establece una cuantía geométrica mínima de armado en losas para acero de $f_{yk}=400\text{MPa}$ de:

$$A_{s,v,min} = 0.001 * A_c = 10 \text{ cm}^2$$

6.1.5.2.2. Armadura mínima mecánica de tracción

El artículo 9.2.1.1 del EC-2, establece una cuantía mecánica mínima de armado de:

$$A_{s,v,min} = \frac{f_{ct,m,fl} * A_c}{4.8 * f_{yd}} = 15.36 \text{ cm}^2$$

6.1.5.2.3. Armadura mínima por control de fisuración

El artículo 7.3.2. del EC-2, establece una cuantía mínima por control de fisuración de:

$$A_{s,v,min} = \frac{k_c * k * f_{ct,m} * A_c}{\sigma_s} = 15.01 \text{ cm}^2$$

Donde:

- $k_c = 0.4 * \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 * \left(\frac{h}{h^*}\right) * f_{ct,m}}\right) = 0.4 \leq 1$
- $1 \geq k = 1 - (h - 300) * 7 * 10^{-4} \geq 0.65 ; k = 0.65$
- $\sigma_s = 222.22 \text{ (Tabla 7.2.N del EC-2)}$
- $f_{ct,m} = 0.3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.565 \text{ MPa}$

Conclusión

La armadura vertical a disponer en la cara traccionada viene impuesta por lo exigido por cálculo, y tiene un valor de 34.085 cm². Decidimos disponerla en redondos del 20, resultando un armado total por metro de 11ϕ20, siendo el área total dispuesta de armadura 34.56 cm².

6.1.5.2.4. Armadura mínima en la cara comprimida:

En losas no se exige unos mínimos de armadura en la cara de compresión, pero debido a que las combinaciones de acciones pueden crear que en el talón del muro se produzcan zonas de negativos, sobre todo durante la fase de construcción, en la que la reacción transmitida por el tablero del puente no existe. Por ello, dispondremos un armado por mínimos del apartado anterior, disponiendo 5ϕ20 por metro, siendo el área total dispuesta 15.70 cm² y cubriendo los mínimos, en ambas direcciones.

6.1.5.3. Armadura en la dirección transversal

En la dirección transversal, el artículo 9.3.1.1. dice que hay que disponer un 20% de la armadura principal, siendo este armado superior a los mínimos. Por tanto, en la cara superior dispondremos la misma cuantía de armado en la dirección transversal ($5\phi 20$ por metro), mientras que en la inferior tenemos:

$$0.20 * 33.83 \text{ cm}^2 = 6.8 \text{ cm}^2 < \mathbf{15.36 \text{ cm}^2}$$

Por tanto en la dirección transversal en la cara inferior dispondremos de igual modo $5\phi 20$ por metro cubriendo los mínimos.

6.1.5.4. Cálculo de longitudes de anclaje

En el caso de zapatas corridas, podremos realizar el anclaje en prolongación recta siempre que se cumpla la siguiente condición:

$$l_{bd} \leq x_{min} = \frac{h}{2} = 0.5 \text{ m}$$

Donde debemos obtener l_{bd} , según la formulación expuesta en el artículo 8.4. del EC-2:

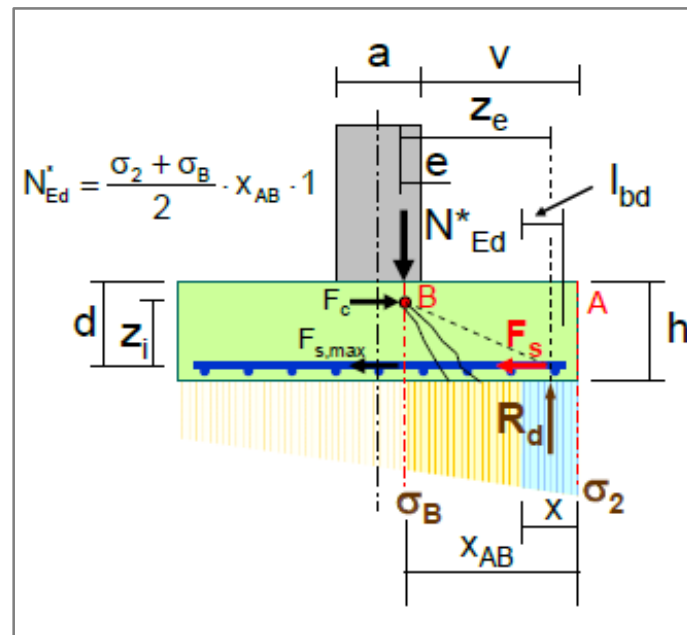


Figura 49. Croquis para cálculo de longitud de anclaje en cimentación. Referencia: Apuntes "Hormigón I" Unidad Docente Hormigón (UPV).

$$F_s = R_d * \left(\frac{z_e}{z_i} \right) = R_d * \left(\frac{v + 0.15 * a - 0.25 * h}{0.9 * d} \right) = 231.6 \text{ kN/m} * \left(\frac{2 + 0.15 * 1 - 0.25 * 1}{0.9 * 0.955} \right) = 511.88 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_s}{A_s} = \frac{511.88 \text{ kN/m}}{34.56 \text{ cm}^2} = 148.11 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2.69 \text{ MPa}$$

Donde:

- $\eta_1 = 1$ (condiciones de buena adherencia)
- $\eta_2 = 1$ ($\phi \leq 32 \text{ mm}$)
- $f_{ctd} = \frac{f_{ct,0.05}}{1.5} = \frac{0.7 * f_{ctm}}{1.5} = 1.20 \text{ MPa}$

Y donde la longitud de anclaje requerida se define como:

$$l_{b,rqd} = l_b * \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 275.3 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$$

Por tanto, puede anclarse en prolongación recta.

6.1.5.5. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales

Según el artículo 6.2.1. del Eurocódigo 2, para piezas sin armadura de cortante, el cortante de cálculo debe cumplir la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

Siendo:

- $v = \frac{0.18}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.360 > v_{min} = 440$
 - $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195.5}} = 1.46 \leq 2$
 - $\rho_1 = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{34.56 \text{ cm}^2}{1000 \text{ mm} * 195.5 \text{ mm}} = 0.003543$
 - $v_{min} = \frac{0.075}{\gamma_c} * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = \frac{0.075}{1.5} * 1.46^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0.440$
- $k_1 = 0.15$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A} = 0 \text{ MPa} < 0.2 * f_{cd} = 3.33 \text{ MPa}$

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 420.16 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 416 \text{ kN/m} \leq V_{Rd,c} = 420.16 \text{ kN/m} \rightarrow \text{cumple}$$

6.1.5.6. Estado límite de servicio de limitación de tensiones.

El estado límite de servicio de limitación de tensiones impuesto por el Eurocódigo 2 en el artículo 5.10.2.2. y 7.2. establece la siguiente comprobación:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) \leq 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) \geq -0.8 f_{yk} = -320 \text{ MPa}$$

Para realizar esta comprobación, será necesario comprobar que la sección fisura para la combinación a comprobar, en este caso la característica. Así, deberemos obtener el momento de fisuración, que considera que la fibra más traccionada de la sección supera la resistencia a flexotracción del hormigón, y compararlo con el de cálculo:

$$M_{fis} = \frac{I_b}{v_2} * \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A}\right) = 427.50 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 773 \text{ kNm} > M_{fis} = 427.50 \rightarrow \text{La sección fisura}$$

Por tanto, deberemos obtener las características de la sección fisurada (su inercia eficaz y la profundidad de la fibra neutra), realizamos el mismo procedimiento empleado en el Epígrafe 6.1.2.7. Así tenemos:

$$x = 0.1840 \text{ m}$$

$$I_{fis} = 0.01513 \text{ m}^4$$

Con lo que podemos obtener las tensiones máximas en el hormigón y en el acero:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract},M_{caract}) = 9.40 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract},M_{caract}) = -250.32 > -320 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

6.1.5.7. Estado límite de servicio de fisuración

Realizamos la comprobación de estado límite de servicio de fisuración según el artículo 7.3.1 del Eurcódigo 2. Por tanto, deberemos obtener la abertura de fisura y compararlo con el límite de abertura de fisura para nuestro ambiente (Tabla 7.1N). En primer lugar, será necesario comprobar si la sección fisura para la combinación cuasipermanente, ya que en este caso si hemos considerado sobrecargas y el valor cuasipermanente es distinto al característico. Así:

$$M_{fis} = 427.50 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 676 \text{ kNm} > M_{fis} = 427.50 \rightarrow \text{La sección fisura}$$

$$w_k(N_{qp},M_{qp}) \leq w_{max} = 0.30 \text{ mm}$$

La abertura de fisura se obtiene según la formulación empleada en el Epígrafe 6.1.2.8:

$$w_k = S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Donde:

- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} * (\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}) * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff}) \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
- Si la separación entre barras es mayor a 5*(c+φ/2): $S_{r,max} = 3.4 * c + 0.425 * k_1 * k_2 * \frac{\varphi_{eq}}{\rho_{p,eff}}$
- Si la separación entre barras es mayor a 5*(c+φ/2): $S_{r,max} = 1.3 * (h - x)$

Obteniendo las características de la sección fisurada y la profundidad x de su fibra neutra, como en el apartado anterior y aplicando la formulación anterior obtenemos los siguientes resultados:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.001052$$

$$S_{r,max} = 0.2297 \text{ m}$$

$$w_k(N_{qp},M_{qp}) = 0.2416 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$$

6.1.5.8. Resumen de armados para zapata

ARMADO	DIÁMETRO	NÚMERO DE BARRAS POR METRO	NOMENCLATURA
Armadura principal. Cara inferior	φ20	11φ20	φ20 c/0.09
Armadura secundaria. Transversal. Cara inferior	φ20	5φ20	φ20 c/0.20
Armadura principal. Cara superior	φ20	5φ20	φ20 c/0.20
Armadura secundaria. Transversal. Cara superior	φ20	5φ20	φ20 c/0.20

Tabla 7. Armado muro zapata estribo Sur

El diseño del armado de la zapata puede verse en el Plano Nº8.2 “Subestructuras. Armado”.

6.2. Estribo Norte

6.2.1. Sección tipo

La definición geométrica del estribo se muestra en la Figura 50 y en la Figura 51 donde pueden verse la sección tipo y la sección de aleta del estribo respectivamente:

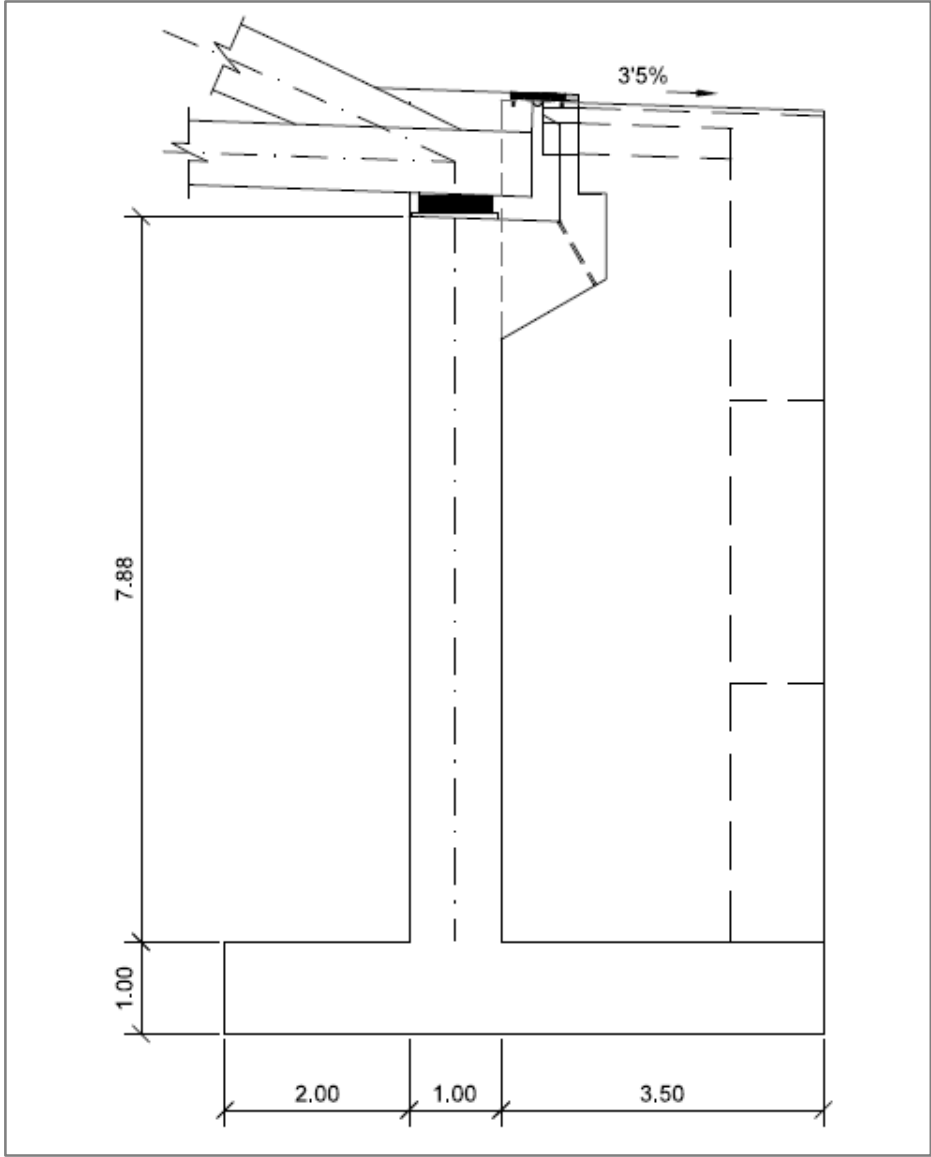


Figura 50. Sección tipo estribo Norte

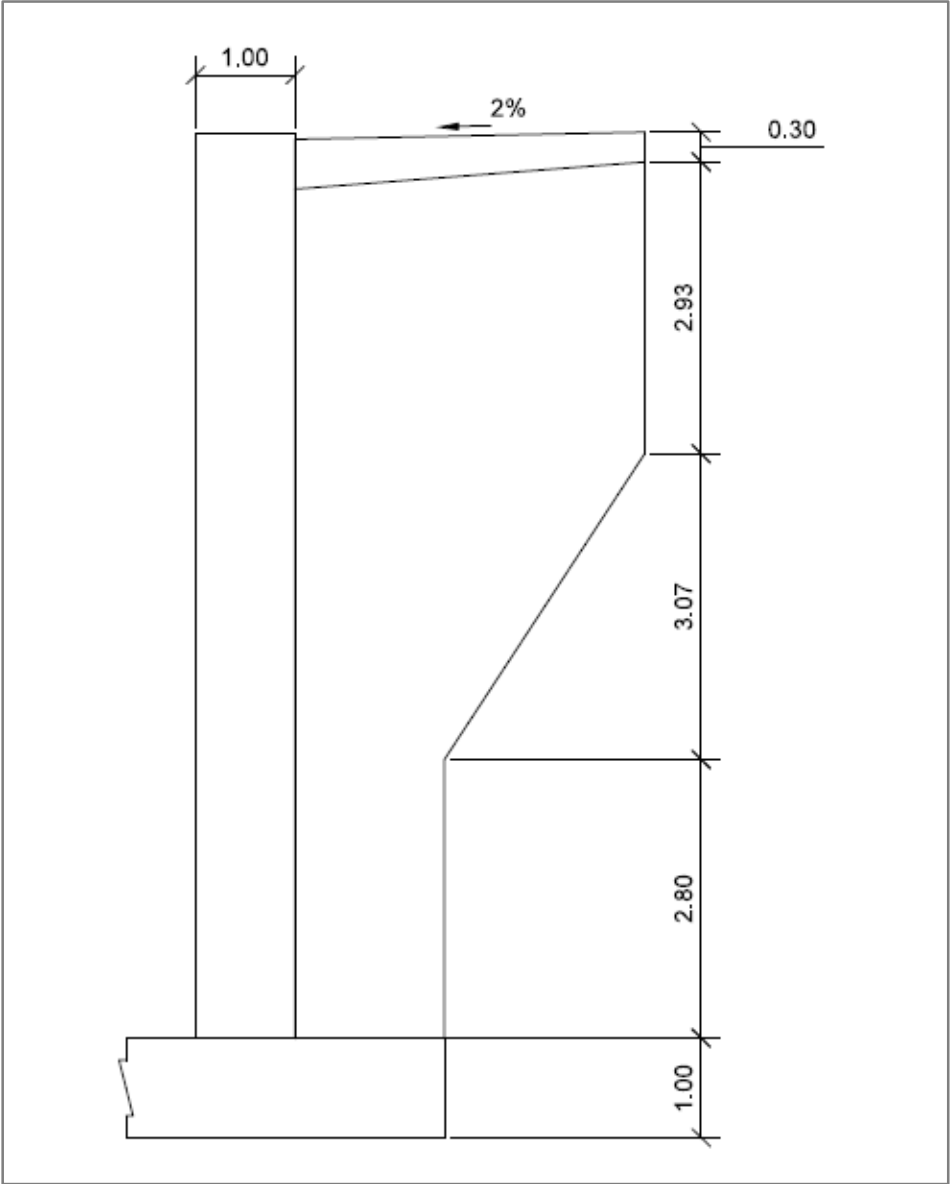


Figura 51. Sección de aleta estribo Norte

6.2.2. Muro frontal

Como ya se ha comentado anteriormente el procedimiento para el armado del muro frontal del estribo sur, se va a repetir el mismo proceso pero de manera más escueta, omitiendo la explicación del proceso y exponiendo los resultados. Para cualquier duda sobre el proceso de cálculo empleado, remitimos al lector al Epígrafe 6.1. Los esfuerzos de cálculo considerados en el muro frontal del estribo norte son los siguientes:

- Empuje del terreno:

$$E_a = 201.59 \text{ kN/m}$$

$$d = 2.94 \text{ m}$$

■ *Peso del muro:*

$W = 187.5 \text{ kN/m}$

Combinándolos con los respectivos coeficientes de seguridad tenemos los esfuerzos de cálculo para el muro frontal:

ESFUERZOS DE CÁLCULO		
ELU	Combinación característica	$N_{Ed} = 265 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 800 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 272 \text{ kN/m}$
ELS	Combinación característica	$N_{Ed} = 197 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 593 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 202 \text{ kN/m}$
	Combinación cuasipermanente	$N_{Ed} = 197 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 593 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 202 \text{ kN/m}$

Tabla 8. Esfuerzos de cálculo para el muro frontal del estribo norte.

6.2.2.1. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales

Para el cálculo de la armadura requerida en el ELU para solicitaciones normales, repetimos el procedimiento expuesto en el 6.1.2.1. En la Figura 52 se resumen los resultados obtenidos para la sección estudiada con los esfuerzos indicados en el apartado anterior utilizando de nuevo la aplicación informática “Calc_Flex” (Unidad Docente de Hormigón, Universitat Politècnica de València).

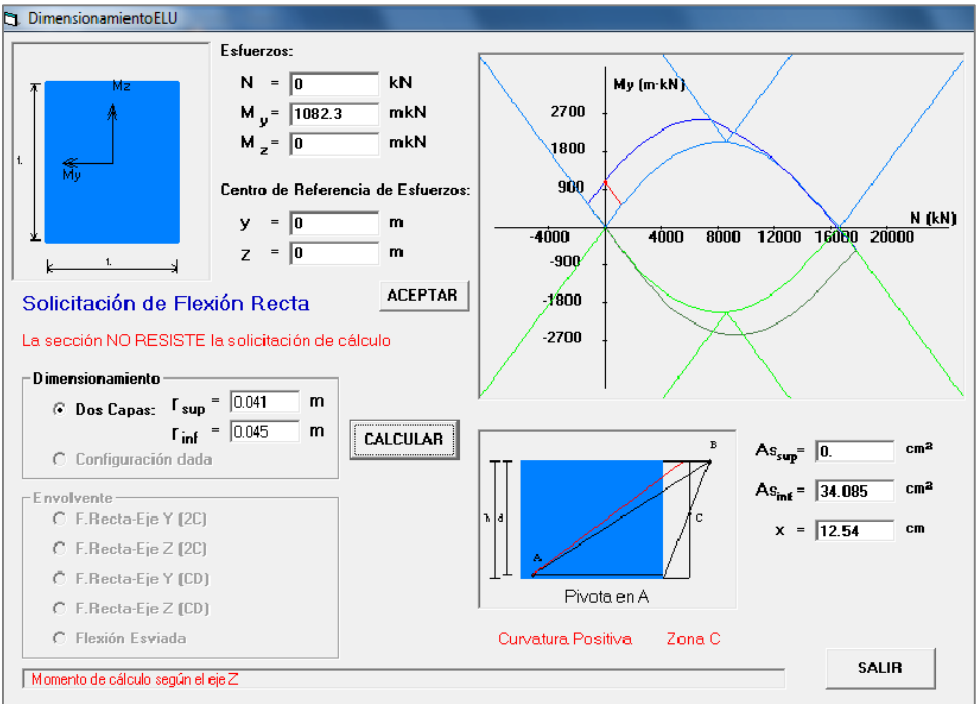


Figura 52. Resultados dimensionamiento con el programa Calc-Flex en el muro frontal del estribo Norte

Por tanto, según los resultados obtenidos necesitamos una armadura de cálculo de 21.353 cm² para resistir las solicitaciones de cálculo.

$A_{s,v,calc} = 21.353 \text{ cm}^2$

6.2.2.2. Armaduras mínimas

El Eurocódigo 2 establece una serie de armaduras mínimas para muros, tanto de compresión, como de tracción como armado horizontal.

6.2.2.2.1. Armadura mínima geométrica de tracción

El artículo 9.6.2 del EC-2, establece una cuantía geométrica mínima de armado para acero de $f_{yk}=400\text{MPa}$ de:

$A_{s,v,min} = 0.0012 * A_c = 12 \text{ cm}^2$

6.2.2.2.2. Armadura mínima mecánica de tracción

El artículo 9.6.2 del EC-2, establece una cuantía mecánica mínima de armado de:

$A_{s,v,min} = \frac{0.04 * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} = 19.17 \text{ cm}^2$

6.2.2.2.3. Armadura mínima por control de fisuración

El artículo 7.3.2. del EC-2, establece una cuantía mínima por control de fisuración de:

$A_{s,v,min} = \frac{k_c * k * f_{ct,m} * A_c}{\sigma_s} = 14.27 \text{ cm}^2$

Donde:

- $k_c = 0.4 * \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 * \left(\frac{h}{h^*}\right) * f_{ct,m}}\right) = 0.3796 \leq 1$
 - $k_1 = 1.5$ (esfuerzo de compresión)
 - $h^* = 1 \text{ m}$
 - $\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b * h} = 0.1965 \text{ MPa}$
- $1 \geq k = 1 - (h - 300) * 7 * 10^{-4} \geq 0.65 ; k = 0.65$
- $\sigma_s = 222.22$ (Tabla 7.2.N del EC-2)
- $f_{ct,m} = 0.3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.565 \text{ MPa}$

Conclusión

La armadura vertical a disponer en la cara traccionada viene impuesta por el requerido por cálculo, y tiene un valor de 21.353 cm². Debido a que la dispuesta por cálculo es poco superior a lo requerido por mínimos no planteamos un armado variable del muro. Decidimos disponerla en redondos del 20, resultando un armado total por metro de 7φ20, siendo el área total dispuesta de armadura 21.99 cm² al igual que en el estribo sur.

6.2.2.2.4. Armadura mínima en la cara comprimida:

Según el artículo 9.6.2. del EC-2, en muros en la cara comprimida se dispondrá un 30% de la armadura mínima más desfavorable. Así:

$$A'_{s,v,min} = 0.3 * \max(A_{s,v,min}) = 5.75 \text{ cm}^2$$

La cual la disponemos en forma de 6φ12 por metro, siendo el área total dispuesta 6.79 cm².

Nota: Todas las armaduras cumplen la separación máxima exigida por el mismo artículo del EC-2. Esta separación máxima se define como:

$$s_{v,max} \leq \min(3 * \text{espesor muro}; 400 \text{ mm}) = \min(3 * 1000\text{mm}; 400\text{mm}) = 400 \text{ mm}$$

Y además, la separación mínima que resulta:

$$s_{v,min} \geq \max(\varphi_b; 1.25 * d_g; 20\text{mm}) = 25 \text{ mm para cualquier } \varphi_b \text{ empleado}$$

6.2.2.2.5. Armadura mínima horizontal:

Para controlar la fisuración por efectos térmicos, deformaciones impuestas, retracción, etc. el Eurocódigo 2 establece en el artículo 9.6.3. una armadura geométrica mínima horizontal a disponer. Para acero de f_{yk}=400MPa tenemos:

$$A_{s,h,min} = 0.0040 * A_c^* = 20 \text{ cm}^2$$

Donde $A_c^* = 0.5m^2$ para espesores de muro mayores a 0.5m.

Esta cuantía de armadura se reparte en las dos caras del muro de forma que a cada parte le corresponde el 50% de la misma.

$$A_{s,h,1} = A_{s,h,2} = 10 \text{ cm}^2$$

Que disponemos en forma de 5φ16 por metro de altura, separándolos por tanto 250mm y cumpliendo la separación máxima impuesta por el Eurocódigo 2 de 400 mm.

6.2.2.3. Cálculo de longitudes de anclaje

Obtendremos la longitud de anclaje de armadura traccionada según el artículo 8.4.2 del Eurocódigo 2. Según dicho artículo, la longitud básica de anclaje tiene el siguiente valor:

$$l_b = \frac{\varphi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 646 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2.69 \text{ MPa}$$

Donde:

- $\eta_1 = 1$ (condiciones de buena adherencia)
- $\eta_2 = 1$ ($\varphi \leq 32 \text{ mm}$)

$$f_{ctd} = \frac{f_{ct,0.05}}{1.5} = \frac{0.7 * f_{ctm}}{1.5} = 1.20 \text{ MPa}$$

Y donde la longitud de anclaje requerida se define como:

$$l_{b,rqd} = l_b * \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 646 * \frac{21.353}{21.99} = 0.630 \text{ m}$$

Como no tenemos problemas de espacio para realizar el anclaje en prolongación recta, la realizamos de esta forma, siendo la longitud neta de anclaje:

$$l_{bd} = l_{b,rqd} = 0.630 \text{ m}$$

6.2.2.4. Armadura bajo carga concentrada del apoyo

Según el artículo 64 de la EHE-08:

$$N_d \leq A_{c1} * f_{3cd}$$

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} * f_{cd} = 20.83 \text{ MPa} \leq 3.3 * f_{cd} = 55 \text{ MPa}$$

Donde:

- $A_c = 1 \text{ m} * 1 \text{ m} = 1 \text{ m}^2$
- $A_{c1} = 0.8 \text{ m} * 0.8 \text{ m} = 0.64 \text{ m}^2$

Así:

$$N_{d,max} = 9348.4 \text{ kN} \leq A_{c1} * f_{3cd} = 13333 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

Por otro lado, la armadura necesaria en los tirantes se dimensionará para la tensión de cálculo indicada en las siguientes expresiones:

$$T_{ad} = 0.25 * N_d * \frac{a - a_1}{a} = A_s * f_{yd}$$

$$A_s = \frac{T_{ad}}{f_{yd}} = \frac{0.25 * N_d * \frac{a - a_1}{a}}{f_{yd}} = 13.44 \text{ cm}^2$$

Esta armadura se dispondrá según a EHE a una profundidad entre 0.1 y 1 metro en nuestro caso. Decidimos disponerla a una distancia de 0.5 m del borde superior, en forma de 2 capas en las dos direcciones de forma que el centro de gravedad de todas ellas quede a la profundidad indicada. Así, dispondremos por capa 6φ12, resultando un total de armado en cada dirección de 13.57 cm²

6.2.2.5. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales

Según el artículo 6.2.1. del Eurocódigo 2, para piezas sin armadura de cortante, el cortante de cálculo debe cumplir la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

Siendo:

- $v = \frac{0.18}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.438 > v_{min} = 0.439$
 - $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195.5}} = 1.46 \leq 2$
 - $\rho_1 = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{21.99 \text{ cm}^2}{1000 \text{ mm} * 195.5 \text{ mm}} = 0.001924$
 - $v_{min} = \frac{0.075}{\gamma_c} * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = \frac{0.075}{1.5} * 1.46^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0.439$
- $k_1 = 0.15$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{253 \text{ kN}}{1 \text{ m}^2} = 0.265 \text{ MPa} < 0.2 * f_{cd} = 3.33 \text{ MPa}$

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 458.16 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 272 \text{ kN/m} \leq V_{Rd,c} = 458.16 \text{ kN/m} \rightarrow \text{cumple}$$

6.2.2.6. Estado límite último de agotamiento por esfuerzo rasante

Según el artículo 6.2.5 del Eurocódigo 2:

$$v_{Ed} < v_{Rd}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{0.9 * d} = 0.2339 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd} = c * f_{ct,d} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 * \left(0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) * f_{cd}$$

Donde en el caso de armadura vertical perpendicular a la zapata, como en nuestro caso $\alpha=90^\circ$, el esfuerzo rasante resistido se reduce a la siguiente expresión, con las siguientes simplificaciones:

$$\mu = 0.7; \quad c = 0.4 \quad ; \quad \sigma_n \approx 0$$

$$v_{Rd} = 0.4 * f_{ct,d} + 0.9 * \rho * f_{yd} = 0.4 * 1.20 \text{ MPa} + 0.9 * 0.2513 * 347.8 \text{ MPa} = 69.32 \text{ MPa}$$

$$\leq 0.5 * \left(0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) * f_{cd} = 4.5 \text{ MPa}$$

Donde:

$$\rho = \frac{A_{sl}}{a} = \frac{25.13 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = 0.2199$$

$$v_{Ed} = 0.23339 \text{ MPa} < v_{Rd} = 4.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

6.2.2.7. Estado límite de servicio de limitación de tensiones.

El estado límite de servicio de limitación de tensiones impuesto por el Eurocódigo 2 en el artículo 5.10.2.2. y 7.2. establece la siguiente comprobación:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) \leq 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) \geq -0.8 f_{yk} = -320 \text{ MPa}$$

Para realizar esta comprobación, será necesario comprobar que la sección fisura para la combinación a comprobar, en este caso la característica, que es igual que la cuasipermanente debido a no considerar sobrecargas de uso. Así, deberemos obtener el momento de fisuración, que considera que la fibra más traccionada de la sección supera la resistencia a flexotracción del hormigón, y compararlo con el de cálculo:

$$M_{fis} = \frac{I_b}{v_2} * \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A} \right) = 394.7439 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 593 \text{ kNm} > M_{fis} = 396.25 \rightarrow \text{La sección fisura}$$

Según lo expuesto en el Epígrafe 6.1.2.7, la profundidad de la fibra neutra y la inercia de la sección fisurada es:

$$x = 0.1569 \text{ m}$$

$$I_{fis} = 0.01151 \text{ m}^4$$

Con lo que podemos obtener las tensiones máximas en el hormigón y en el acero:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) = 9.33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) = -253.29 > -320 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

6.2.2.8. Estado límite de servicio de fisuración

Realizamos la comprobación de estado límite de servicio de fisuración según el artículo 7.3.1 del Eurocódigo 2:

$$w_k(N_{qp}, M_{qp}) \leq w_{max} = 0.30 \text{ mm}$$

La abertura de fisura se obtiene según la formulación empleada en el Epígrafe 6.1.2.8:

$$w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Donde:

- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} * (\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})) \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
- Si la separación entre barras es mayor a $5*(c+\phi/2)$: $S_{r,max} = 3.4 * c + 0.425 * k_1 * k_2 * \frac{\varphi_{eq}}{\rho_{p,eff}}$
- Si la separación entre barras es mayor a $5*(c+\phi/2)$: $S_{r,max} = 1.3 * (h - x)$

Obteniendo las características de la sección fisurada y la profundidad x de su fibra neutra, como en el apartado anterior y aplicando la formulación anterior obtenemos los siguientes resultados:

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.001004$

$S_{r,max} = 0.2712 \text{ m}$

$w_k(N_{qp}, M_{qp}) = 0.2723 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$

6.2.2.9. Resumen de armados para el muro frontal

ARMADO	DIÁMETRO	NÚMERO DE BARRAS POR METRO	NOMENCLATURA
Armadura Vertical. Cara traccionada (Trasdós)	ϕ20	7ϕ20	ϕ20 c/0.13
Armadura Vertical. Cara comprimida (Intradós)	ϕ12	6ϕ12	ϕ12 c/0.15
Armadura horizontal (Trasdós)	ϕ16	5ϕ16	ϕ12 c/0.20
Armadura horizontal (Inrasdós)	ϕ16	5ϕ16	ϕ12 c/0.20

Tabla 9. Armado muro frontal y aletas del estribo Norte

En la tabla anterior no se indica la armadura bajo el apoyo, cuya cuantía puede verse en el Epígrafe 6.2.2.4. El diseño del armado del muro frontal puede verse en el Plano Nº8.2. “Subestructuras. Armado”

6.2.3. Aletas

Las aletas y los muros laterales funcionan estructuralmente como muros de contención de tierras, con los mismos esfuerzos con los que se ha calculado el muro frontal. Por ello, el armado empleado en las mismas será idéntico al empleado en el muro frontal. Además, para su diseño y el armado de detalles constructivos se ha seguido el libro “Estribos de puente de tramo recto”, de Juan J. Arenas y Ángel C. Aparicio. En la Tabla 5 se resume la armadura de la sección más desfavorable de la aleta y el muro lateral, la misma que en el muro frontal.El diseño del armado de la sección de aleta y muro lateral puede verse en el Plano Nº8.2. “Subestructuras. Armado”

6.2.4. Murete de guarda y losa de transición.

Para el armado de estos elementos a nivel de proyecto básico, se han seguido las recomendaciones dadas por el libro “Estribos de puente de tramo recto”, de Juan J. Arenas y Ángel C. Aparicio. El diseño del armado de estos elementos puede verse en el Plano Nº8.2. “Subestructuras. Armado”

6.2.5. Zapata corrida

Procediendo de igual modo que en el caso del estribo sur (ver epígrafe 6.1.5), en primer lugar será necesario obtener la distribución de presiones en el terreno, a través de la reducción de fuerzas al plano de cimentación.

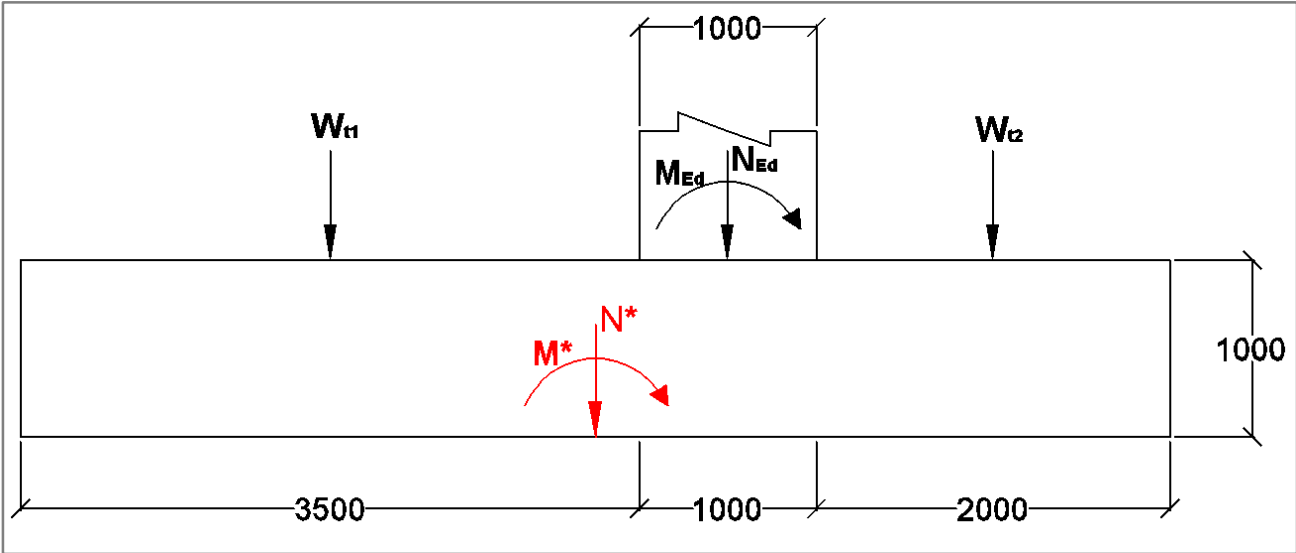


Figura 53. Reducción de esfuerzos al plano de cimentación en el estribo Norte

$W_{t1} = 482.44 \text{ kN/m}$

$W_{t1} = 52 \text{ kN/m}$

$N_{Ed} = 1365 \text{ kN/m}$

$M_{Ed} = 800 \text{ kNm/m}$

Reduciendo al plano de cimentación:

$N_{Ed}^* = 1365 + 1.35 * (482.44 + 52) = 2086.49 \text{ kN/m}$

$M_{Ed}^* = 712 - 1.35 * 482.44 * 1.5 + 1365 * 0.75 + 1.35 * 52 * 2.25 = 916.76 \text{ kNm/m}$

Y por tanto, las tensiones en el terreno, sin tener en cuenta el peso de la zapata:

$\sigma_{min} = \frac{N_{Ed}^*}{b} - \frac{6 * M_{Ed}^*}{b^2} = 190.807 \text{ kPa/m}$

$\sigma_{max} = \frac{N_{Ed}^*}{b} + \frac{6 * M_{Ed}^*}{b^2} = 451.189 \text{ kPa/m}$

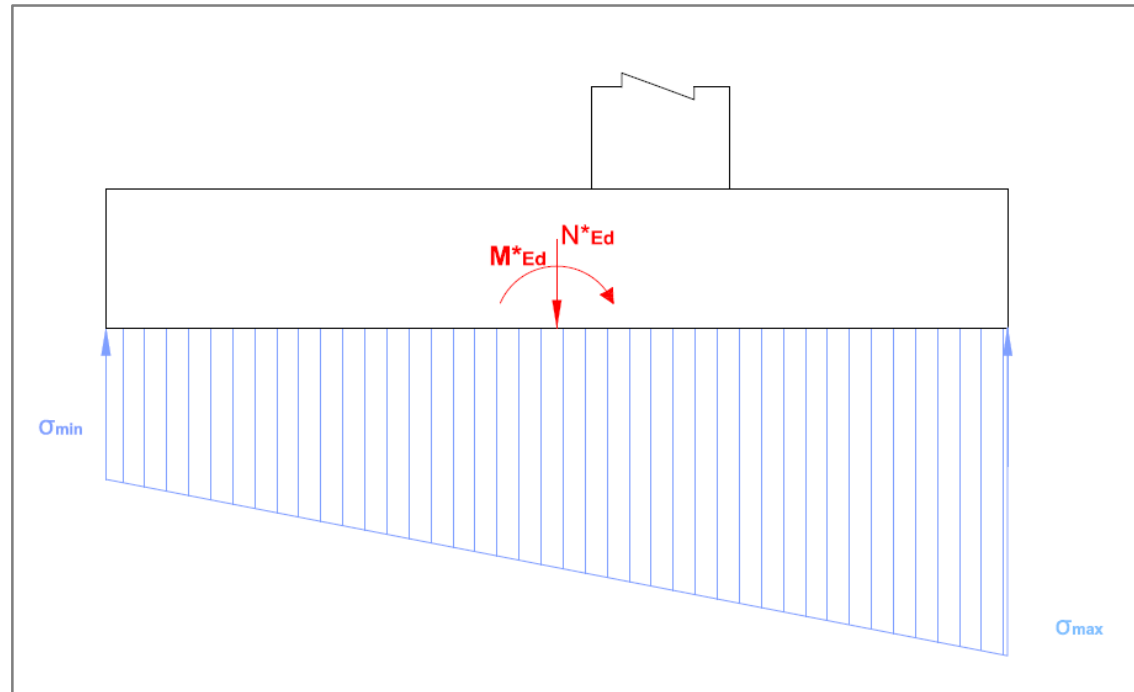


Figura 54. Distribución de tensiones en el terreno

Una vez obtenidos las reacciones en el plano de cimentación, será necesario obtener los esfuerzos de ELU y ELS en las secciones de referencia a estudiar, según el artículo 42 y 58.2.1.1 de la EHE-08).

Para ELU de solicitaciones normales, la norma establece la sección de referencia S1 a 0.15*a del borde exterior del muro frontal, siendo a el espesor de muro.

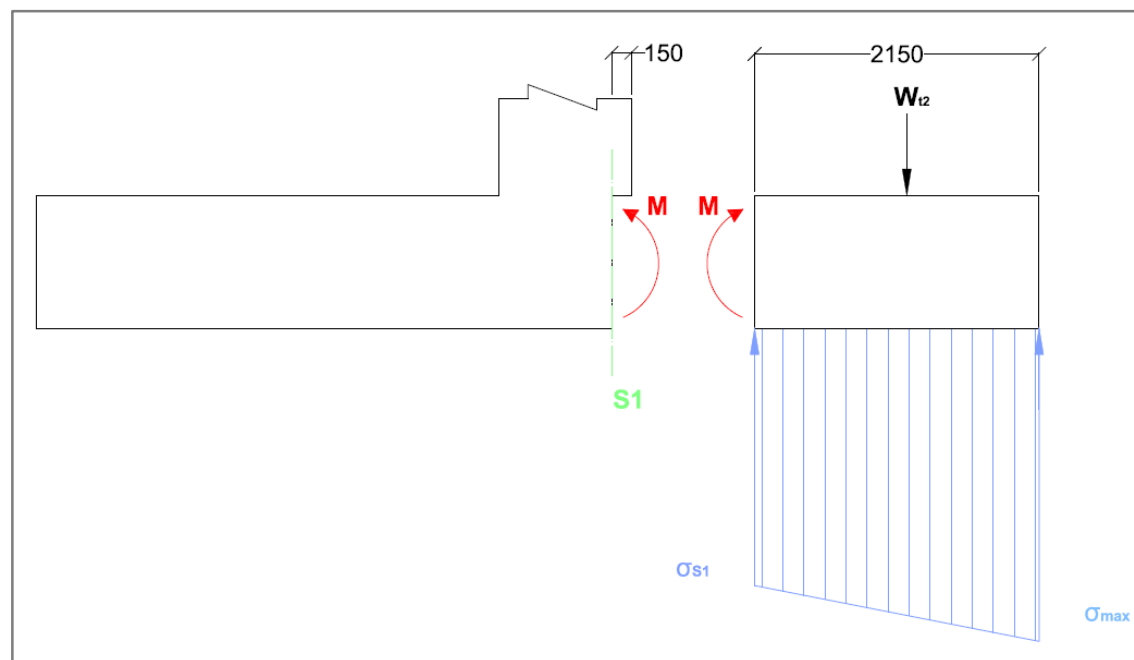


Figura 55. Sección S1 para el cálculo de esfuerzos en ELU para solicitaciones normales

En nuestro caso:

$$a = 1000 \text{ mm} ; 0.15 * a = 150 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} = 388.8 \text{ kPa/m}$$

$$M_{s1} = -70.2 * 1.075 + 388.8 * \frac{2.15^2}{2} + (451.189 - 388.8) * \frac{2.15^2}{3} * 2 = 1015.411 \text{ kNm/m}$$

Para ELU de solicitaciones tangenciales, la norma establece la sección de referencia S2 a un canto d del borde exterior del muro frontal.

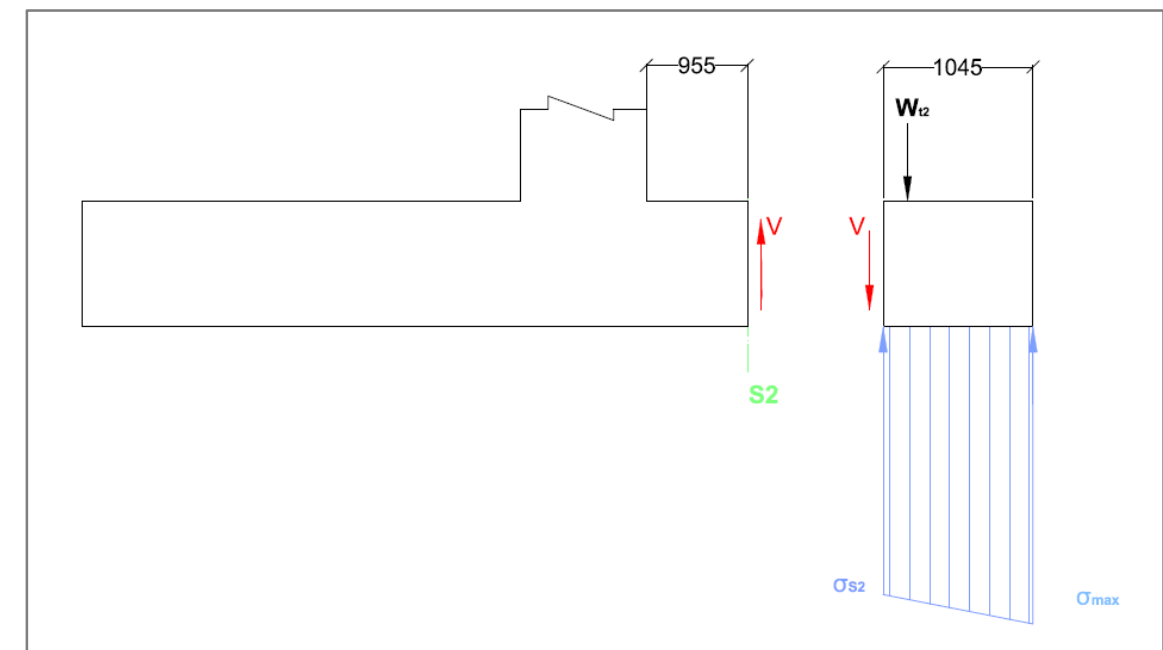


Figura 56. Sección S2 para el cálculo de esfuerzos en ELU para solicitaciones tangenciales

En nuestro caso:

$$d = 0.955 \text{ m}$$

$$\sigma_{s2} = 432 \text{ kPa/m}$$

$$V_{s2} = -70.2 * \frac{1.045}{2} + \frac{(451.189 + 432)}{2} * 1.045 = 424.786 \text{ kN/m}$$

Y por tanto, realizando el mismo proceso anterior para ELS en sus combinaciones característica y cuasipermanente, obtenemos los esfuerzos de cálculo para la zapata:

ESFUERZOS DE CÁLCULO		
ELU	Combinación característica	$N_{Ed} = 0 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 1015.4 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 415.3 \text{ kN/m}$
ELS	Combinación característica	$N_{Ed} = 0 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 725 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 304 \text{ kN/m}$
	Combinación cuasipermanente	$N_{Ed} = 0 \text{ kN/m}$
		$M_{Ed} = 635 \text{ kNm/m}$
		$V_{Ed} = 266 \text{ kN/m}$

Tabla 10. Esfuerzos de cálculo para la zapata del estribo Sur

6.2.5.1. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales

Para el cálculo de la armadura requerida en el ELU para solicitaciones normales, repetimos el procedimiento expuesto en el Epígrafe 6.1.2.1. En la Figura 57 se resumen los resultados obtenidos para la sección estudiada con los esfuerzos indicados en el apartado anterior utilizando de nuevo la aplicación informática “Calc_Flex”.

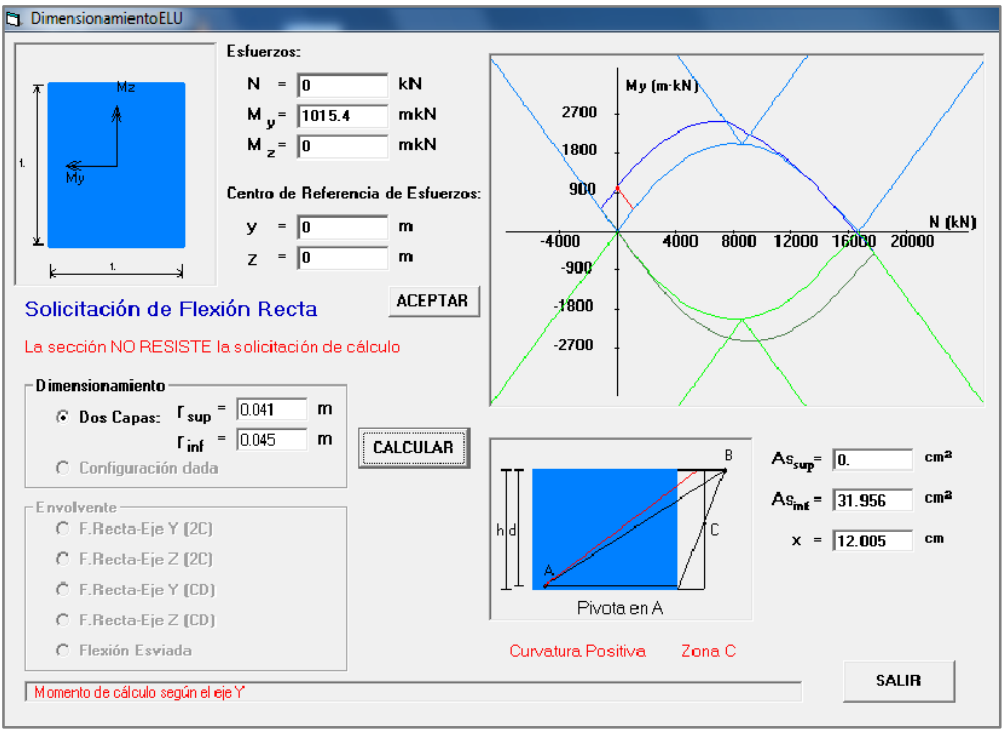


Figura 57. Resultados dimensionamiento con el programa Calc-Flex en la zapata del estribo Norte

Por tanto, según los resultados obtenidos necesitamos una armadura de cálculo de 31.956 cm² para resistir las solicitaciones de cálculo.

6.2.5.2. Armaduras mínimas

El Eurocódigo 2 establece una serie de armaduras mínimas para muros, tanto de compresión, como de tracción como armado horizontal.

6.2.5.2.1. Armadura mínima geométrica de tracción

El artículo 42.3.5 de la EHE-08, establece una cuantía geométrica mínima de armado en losas para acero de $f_{yk}=400\text{MPa}$ de:

$$A_{s,v,min} = 0.001 * A_c = 10 \text{ cm}^2$$

6.2.5.2.2. Armadura mínima mecánica de tracción

El artículo 9.2.1.1 del EC-2, establece una cuantía mecánica mínima de armado de:

$$A_{s,v,min} = \frac{f_{ct,m,fl} * A_c}{4.8 * f_{yd}} = 15.36 \text{ cm}^2$$

6.2.5.2.3. Armadura mínima por control de fisuración

El artículo 7.3.2. del EC-2, establece una cuantía mínima por control de fisuración de:

$$A_{s,v,min} = \frac{k_c * k * f_{ct,m} * A_c}{\sigma_s} = 15.01 \text{ cm}^2$$

Donde:

- $k_c = 0.4 * \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 * \left(\frac{h}{h^*}\right) * f_{ct,m}}\right) = 0.4 \leq 1$
- $1 \geq k = 1 - (h - 300) * 7 * 10^{-4} \geq 0.65 ; k = 0.65$
- $\sigma_s = 222.22 \text{ (Tabla 7.2.N del EC-2)}$
- $f_{ct,m} = 0.3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.565 \text{ MPa}$

Conclusión

La armadura vertical a disponer en la cara traccionada viene impuesta por lo exigido por cálculo, y tiene un valor de 31.956 cm². Decidimos disponerla en redondos del 20, resultando un armado total por metro de 11ϕ20, siendo el área total dispuesta de armadura 34.56 cm².

6.2.5.2.4. Armadura mínima en la cara comprimida:

En losas no se exige unos mínimos de armadura en la cara de compresión, pero debido a que las combinaciones de acciones pueden crear que en el talón del muro se produzcan zonas de negativos, sobre todo durante la fase de construcción, en la que la reacción transmitida por el tablero del puente no existe. Por ello, dispondremos un armado por mínimos del apartado anterior, disponiendo 5ϕ20 por metro, siendo el área total dispuesta 15.70 cm² y cubriendo los mínimos, en ambas direcciones.

6.2.5.3. Armadura en la dirección transversal

En la dirección transversal, el artículo 9.3.1.1. dice que hay que disponer un 20% de la armadura principal, siendo este armado superior a los mínimos. Por tanto, en la cara superior dispondremos la misma cuantía de armado en la dirección transversal (5 ϕ 20 por metro), mientras que en la inferior tenemos:

$$0.20 * 31.66 \text{ cm}^2 = 6.332 \text{ cm}^2 < 15.36 \text{ cm}^2$$

Por tanto en la dirección transversal en la cara inferior dispondremos de igual modo 5 ϕ 20 por metro cubriendo los mínimos.

6.2.5.4. Cálculo de longitudes de anclaje

En el caso de zapatas corridas, podremos realizar el anclaje en prolongación recta siempre que se cumpla la siguiente condición:

$$l_{bd} \leq x_{min} = \frac{h}{2} = 0.5 \text{ m}$$

Donde debemos obtener l_{bd} , según la formulación expuesta en el artículo 8.4. del EC-2:

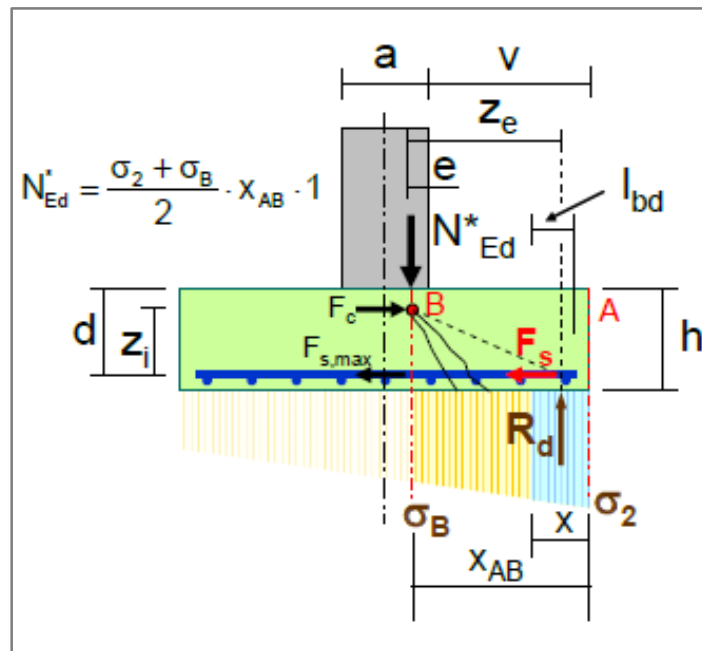


Figura 58. Croquis para cálculo de longitud de anclaje en cimentación. Referencia: Apuntes "Hormigón I" Unidad Docente Hormigón (UPV).

$$F_s = R_d * \left(\frac{z_e}{z_i} \right) = R_d * \left(\frac{v + 0.15 * a - 0.25 * h}{0.9 * d} \right) = 231.6 \text{ kN/m} * \left(\frac{2 + 0.15 * 1 - 0.25 * 1}{0.9 * 0.955} \right) = 511.88 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_s}{A_s} = \frac{511.88 \text{ kN/m}}{34.56 \text{ cm}^2} = 148.11 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2.25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2.69 \text{ MPa}$$

Donde:

- $\eta_1 = 1$ (condiciones de buena adherencia)
- $\eta_2 = 1$ ($\phi \leq 32 \text{ mm}$)
- $f_{ctd} = \frac{f_{ct,0.05}}{1.5} = \frac{0.7 * f_{ctm}}{1.5} = 1.20 \text{ MPa}$

Y donde la longitud de anclaje requerida se define como:

$$l_{b,rqd} = l_b * \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 275.3 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$$

Por tanto, puede anclarse en prolongación recta.

6.2.5.5. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales

Según el artículo 6.2.1. del Eurocódigo 2, para piezas sin armadura de cortante, el cortante de cálculo debe cumplir la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

Siendo:

- $v = \frac{0.18}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.4399 > v_{min} = 0.440$
 - $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195.5}} = 1.46 \leq 2$
 - $\rho_1 = \frac{A_s}{b_w * d} = 0.00332$
 - $v_{min} = \frac{0.075}{\gamma_c} * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = \frac{0.075}{1.5} * 1.46^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0.440$
- $k_1 = 0.15$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A} = 0 \text{ MPa} < 0.2 * f_{cd} = 3.33 \text{ MPa}$

$$V_{Rd,c} = (v + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 420.16 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 415.3 \text{ kN/m} \leq V_{Rd,c} = 420.16 \text{ kN/m} \rightarrow \text{cumple}$$

6.2.5.6. Estado límite de servicio de limitación de tensiones.

El estado límite de servicio de limitación de tensiones impuesto por el Eurocódigo 2 en el artículo 5.10.2.2. y 7.2. establece la siguiente comprobación:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) \leq 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) \geq -0.8 f_{yk} = -320 \text{ MPa}$$

Para realizar esta comprobación, será necesario comprobar que la sección fisura para la combinación a comprobar, en este caso la característica. Así, deberemos obtener el momento de fisuración, que considera que la fibra más traccionada de la sección supera la resistencia a flexotracción del hormigón, y compararlo con el de cálculo:

$$M_{fis} = \frac{I_b}{v_2} * \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A}\right) = 427.50 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 725 \text{ kNm} > M_{fis} = 427.50 \rightarrow \text{La sección fisura}$$

Por tanto, deberemos obtener las características de la sección fisurada (su inercia eficaz y la profundidad de la fibra neutra), realizamos el mismo procedimiento empleado en el Epígrafe 6.1.2.7. Así tenemos:

$$x = 0.1840 \text{ m}$$

$$I_{fis} = 0.01513 \text{ m}^4$$

Con lo que podemos obtener las tensiones máximas en el hormigón y en el acero:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract},M_{caract}) = 8.82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract},M_{caract}) = -234.85 > -320 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

6.2.5.7. Estado límite de servicio de fisuración

Realizamos la comprobación de estado límite de servicio de fisuración según el artículo 7.3.1 del Eurcódigo 2. Por tanto, deberemos obtener la abertura de fisura y compararlo con el límite de abertura de fisura para nuestro ambiente (Tabla 7.1N del Eurocódigo 2). En primer lugar, será necesario comprobar si la sección fisura para la combinación cuasipermanente, ya que en este caso si hemos considerado sobrecargas y el valor cuasipermanente es distinto al característico. Así:

$$M_{fis} = 427.50 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 635 \text{ kNm} > M_{fis} = 427.50 \rightarrow \text{La sección fisura}$$

$$w_k(N_{qp},M_{qp}) \leq w_{max} = 0.30 \text{ mm}$$

La abertura de fisura se obtiene según la formulación empleada en el Epígrafe 6.1.2.8:

$$w_k = S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Donde:

- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} * (\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}) * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff}) \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
- Si la separación entre barras es mayor a 5*(c+φ/2): $S_{r,max} = 3.4 * c + 0.425 * k_1 * k_2 * \frac{\varphi_{eq}}{\rho_{p,eff}}$
- Si la separación entre barras es mayor a 5*(c+φ/2): $S_{r,max} = 1.3 * (h - x)$

Obteniendo las características de la sección fisurada y la profundidad x de su fibra neutra, como en el apartado anterior y aplicando la formulación anterior obtenemos los siguientes resultados:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.000974657$$

$$S_{r,max} = 0.2297 \text{ m}$$

$$w_k(N_{qp},M_{qp}) = 0.2239 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$$

6.2.5.8. Resumen de armados para zapata

ARMADO	DIÁMETRO	NÚMERO DE BARRAS POR METRO	NOMENCLATURA
Armadura principal. Cara inferior	φ20	11φ20	φ20 c/0.09
Armadura secundaria. Transversal. Cara inferior	φ20	5φ20	φ20 c/0.20
Armadura principal. Cara superior	φ20	5φ20	φ20 c/0.20
Armadura secundaria. Transversal. Cara superior	φ20	5φ20	φ20 c/0.20

Tabla 11. Armado muro zapata estribo Sur

El diseño del armado de la zapata puede verse en detalle en el Plano Nº8.2. “Subestructuras. Armado”.

A título informativo para el presente Proyecto Básico, en el Apéndice Nº4.1 están indicados los despieces de armado para ambos estribos, con su respectiva medición utilizada en el Documento Nº3 “Presupuesto”.

6.3. Aparatos de apoyo y juntas de dilatación

6.3.1. Datos para el dimensionamiento

Los datos necesarios para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo y las juntas de dilatación son las reacciones en los apoyos de las estructura y sus desplazamientos y giros en estos mismo puntos. Dichos datos se han extraído del modelo de cálculo de SAP.Estos resultados extraídos del modelo, son aproximaciones a los valores reales, ya que no se han modelizado los aparatos de apoyo sino que se han introducido 4 apoyos ideales que permiten simular el funcionamiento general de la estructura. Por esto, para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo, se han de tener en cuenta algunas consideraciones que se detallan a continuación.

Ya que la estructura es simétrica respecto al plano del eje longitudinal y prácticamente simétrica respecto al plano del eje transversal, las sobrecargas introducidas en el modelo podrían actuar en cualquiera de los lados de los planos de simetría y por ello se ha decidido dimensionar los 4 aparatos de apoyo iguales para el caso de carga más desfavorable. Si no consideráramos la posibilidad de que todos los apoyos puedan verse cargados de igual forma que el que el modelo de SAP nos muestra como el más cargado de los 4, estaríamos infradimensionando y comprometiendo la seguridad de la estructura. De modo que la carga vertical máxima que se va a considerar para el dimensionamiento tiene un valor de 9348,329 kN y se da para la combinación de acciones ELU4. De igual forma, se ha obtenido también la reacción vertical mínima, con un valor de 6795,732 kN registrada para el ELU46.

Para la obtención de las fuerzas horizontales que se van a emplear en el dimensionamiento hemos de tener en cuenta la no modelización de los aparatos de apoyo mencionada anteriormente. Para obtener un valor aproximado y representativo de las máximas fuerzas horizontales reales que se transmitirán a los aparatos de apoyo se ha extraído del modelo de SAP la máxima reacción horizontal y se ha dividido entre dos. Esto se debe a que en el modelo solo dos de los 4 apoyos tiene coaccionado el movimiento horizontal en cada dirección y por tanto absorben ellos todo el esfuerzo horizontal cuando en la realizad este esfuerzo se transmitiría también al resto de apoyos. De este modo obtenemos un valor más aproximado al comportamiento real. La máxima fuerza horizontal tiene un valor de 256.099 kN, repartiendo esta fuerza entre dos tal y como se ha explicado, obtenemos un fuerza horizontal máxima para el dimensionamiento de 128.0495 kN.

Aplicando a las deformaciones la misma justificación empleada para las reacciones, se ha decidido utilizar para el dimensionamiento el máximo giro y el máximo desplazamiento longitudinal registrado, cuyos valores en valor absoluto son 0,011953 rads de giro máximo y 0,074722m de desplazamiento longitudinal máximo.

En la Tabla 12 se resumen los datos que se van a considerar para en el dimensionamiento de aparatos de apoyo y juntas de dilatación. Los giros y desplazamientos se expresan en valor absoluto y para la reacciones sobre la estructura se toma el criterio cartesiano convencional.

		<i>Q_z concomitante</i>
Máxima reacción horizontal $Q_{y\ Max}$	128.0495kN	8387.023 kN
Máxima reacción vertical (COMBELU4) $Q_{z\ Max}$	9348.329 kN	
Mínima reacción vertical (COMBELU 46) $Q_{z\ Min}$	6795.732 kN	
Máxima rotación en el eje y (COMELU22) $\theta_{y\ Max}$	0.011953 rad	
Máximo desplazamiento (COMBELU28) $u_{x\ Max}$	0.074722 m	

Tabla 12. Datos para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo y juntas de dilatación.

6.3.2. Aparatos de apoyo

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 4 neoprenos (2 en cada estribo) de 800x800 mm de dimensiones en planta, ocho capas internas de elastómero de 18 mm de espesor y chapas de acero de 5 mm de espesor intercaladas.

Estos aparatos de apoyos se han sometido a un proceso de comprobación que se detalla a continuación, mediante el cual se ha verificado el correcto funcionamiento de los mismos para el caso de nuestra estructura.

Los detalles geométricos de los mismos se pueden consultar en el Plano Nº8.1 “Subestructuras. Definición geométrica”.

Siguiendo la nomenclatura de las *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los aparatos elastoméricos para puentes de carretera* podrían definirse como TIPO A 800x800x8(18+5).

En la nomenclatura anterior, AxBXn(e₁+e_s), los términos son:

- AxB, dimensión menor x dimensión mayor en planta, con paralelo al eje del tablero.
- n, número de capas interiores de elastómero.
- e₁, espesor de cada capa interior de elastómero y e_s, el de las chapas de acero.

6.3.2.1. Características de los aparato 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 G0≈G∞: 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 Kv 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.

6.3.2.2. 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 realizara en 7 etapas:

I. 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)	$A * B$ (mm²)	σ_{max} (MPa)	G_{∞} (MPa)	S	$2 * G_{\infty} * S$ (MPa)	σ_{adm} (MPa)
9348.329	640000	14.607	0.9	11.11	19.998	15

Tabla 13. Comprobación compresión media máxima aparatos de apoyo.

Se verifican las expresiones indicadas ya que:

$$\sigma_{max}(14.607) \leq 15$$

$$\sigma_{max}(14.607) \leq 19.998$$

II. Seguridad al deslizamiento

Se ha de verificar:

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

$Q_z \min$ (kN)	$A * B$ (mm²)	σ_{min} (MPa)
6795.732	640000	10.618

Tabla 14. Comprobación seguridad al deslizamiento aparatos de apoyo (I).

Según el catálogo para $\sigma_{min} \geq 5 \text{ MPa}$ 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 continuaciones procedemos a comprobar que para nuestra 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}
128.0495	8387.023	0.01527

Tabla 15. Comprobación seguridad al deslizamiento aparatos de apoyo (II).

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

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

$Q_z \text{ concomitante}$ (kN)	$A * B$ (mm²)	σ (MPa)	μ	μ_{nec}
8387.023	640000	13.89	0.1343	0.01452

Tabla 16. Comprobación seguridad al deslizamiento aparatos de apoyo (III).

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

III. 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

u_{∞} (m)	u (m)	e_N (mm)	$\tan \gamma_{\infty}$	$\tan \gamma$
0.029377	0.05798	149	0.1447	0.2856

Tabla 17. Comprobación distorsión máxima admisible aparatos de apoyo.

Se verifican las expresiones indicadas ya que:

$$\tan \gamma_{\infty} = 0.1447 \leq 0.5 \quad ; \quad \tan \gamma = 0.2856 \leq 0.7$$

IV. Rotación máxima admisible

Se ha de verificar:

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

θ_y (rad)	n	e_1 (mm)	A (mm)
0.01953	8	18	800

Tabla 18. Comprobación rotación máxima admisible.

Sustituyendo en la expresión anterior los correspondientes valores se obtiene un resultado de: 0,01215 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.

V. 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: $80 \leq 149 \leq 160$

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

Sustituyendo en la expresión anterior los correspondientes valores se obtiene un resultado de: 4,38 mm y dado que las chapas del aparato de apoyo seleccionado son de 5 mm, se cumplen ambas condiciones.

VII. Limitación de la tensión tangencial

Se ha de verificar:

$$\tau_{N_\epsilon} + \tau_{N_\gamma} + \tau_{N_\theta} \leq 5 * G_\infty$$

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

$$\tau_{N_\epsilon} = 1,5 * \frac{\sigma}{S} = 1.972 \text{ MPa}$$

$$\tau_{N_\gamma} = \frac{Q_y^\infty + Q_y^0}{A * B} = 1.0365 \text{ MPa}$$

$$\tau_{N_\theta} = \frac{G_\infty}{2} * \left(\frac{A}{e_1}\right)^2 * \theta_1 = 1.328 \text{ MPa}$$

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_ϵ} en todo caso inferior a $3 * G_\infty$ que es igual a 2.7 MPa.

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

$$4.3665 \text{ MPa} \leq 4.5 \text{ MPa}$$

6.3.3. Juntas de dilatación

Se han proyectado dos juntas de dilatación, una para cada estribo. La tipología que se ha escogido es la de junta de elastómero reforzado. Más concretamente, para el diseño de la junta se ha decidido utilizar el catálogo comercial de la firma Trellebor (o similar), de la cual se han elegido uno de sus modelos Transflex (o similar) .

El modelo de junta que se ha decidido colocar es Transflex-400 (o similar) con un recorrido máximo de ± 51 (recorrido total 102 mm). Con este modelo colocado a ambos extremos del tablero se consiguen absorber las variaciones de longitud, tanto las térmicas como las debidas a la acción de la sobrecarga de uso.

Se ha utilizado la combinación más desfavorable (ELU28) que considera los incrementos de temperatura más desfavorables para la junta de dilatación

7. Comprobaciones estructurales de Superestructura

7.1. Comprobaciones estructurales de Estado límite último

En este apartado se indican las comprobaciones relativas a la comprobación de los estados límites últimos y los casos de carga contemplado en el análisis elástico y lineal del modelo. A partir de dichos casos de carga se han realizado las combinaciones de acciones según lo indicado en el apartado 4: “Combinación de acciones” para la obtención de los esfuerzos de cálculo que solicitan cada una de las secciones.

Para comprobación de cada elemento estructural, se ha estudiado la sección crítica del mismo, con sus esfuerzos más desfavorables y sus respectivos concomitantes. En cada caso se indica por tanto, la sección estudiada, la combinación más desfavorable con sus envolventes de esfuerzos correspondientes y las comprobaciones realizadas.

7.1.1. Vigas longitudinales de Pasarela

7.1.1.1. Secciones más desfavorables y envolventes de esfuerzos.

En primer lugar, según los resultados obtenidos en el programa empleado, obtenemos los esfuerzos de todas las barras correspondientes a las vigas longitudinales de pasarela o exteriores para todas las combinaciones de acciones. Una vez analizados los resultados obtenidos, en la Tabla 19 se resumen los esfuerzos máximos y mínimos con sus respectivos concomitantes, así como las secciones donde se producen y la combinación de acciones correspondiente.

	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	BARRA	COMBINACIÓN
N max	3066.113	-72.574	-874.004	-32.4208	-512.7595	429.4287	126	ELU2
V2 max	1622.059	334.983	127.599	137.112	-294.3676	370.5091	103	ELU31
V3 max	2620.384	169.354	918.868	25.6037	1680.0614	710.9699	102	ELU27
T Max	2029.848	235.116	29.568	256.0618	-17.5368	1143.3888	103	ELU4
M2 Max	2557.463	170.313	867.751	29.6492	1777.4135	734.8582	102	ELU11
M3 Max	1910.967	-294.181	-119.568	-154.9398	7.8414	1246.7664	125	ELU32
N min	-2869.069	-72.964	9.112	-4.7441	-75.8478	-159.0385	507	ELU48
V2 min	1817.408	-320.781	-127.954	-137.2421	-303.5704	455.9044	125	ELU31
V3 min	2610.334	153.195	-913.62	-31.1142	-1622.2398	688.8935	476	ELU11
T min	1527.534	251.068	-47.408	-218.9336	138.8541	1142.9355	477	ELU14
M2 min	2547.493	154.289	-862.844	-34.8384	-1720.0125	713.0019	476	ELU27
M3 min	-2679.977	95.807	-7.386	63.4901	157.6175	-191.792	113	ELU18

Tabla 19. Esfuerzos máximos, mínimos y concomitantes en las secciones críticas de la viga longitudinal de pasarela

7.1.1.2. Definición y clasificación de la sección.

Las vigas longitudinales de la pasarela son secciones armadas en cajón cerrado de acero por tanto deberemos clasificar las secciones y realizar las comprobaciones de agotamiento de la sección mediante criterios elásticos o plásticos, según corresponda.

La clasificación de las secciones se llevará a cabo mediante la tabla 20.3.a, del artículo 20.3 de la EAE, que establece las esbelteces máximas para cada clase de los paneles comprimidos y flectados.

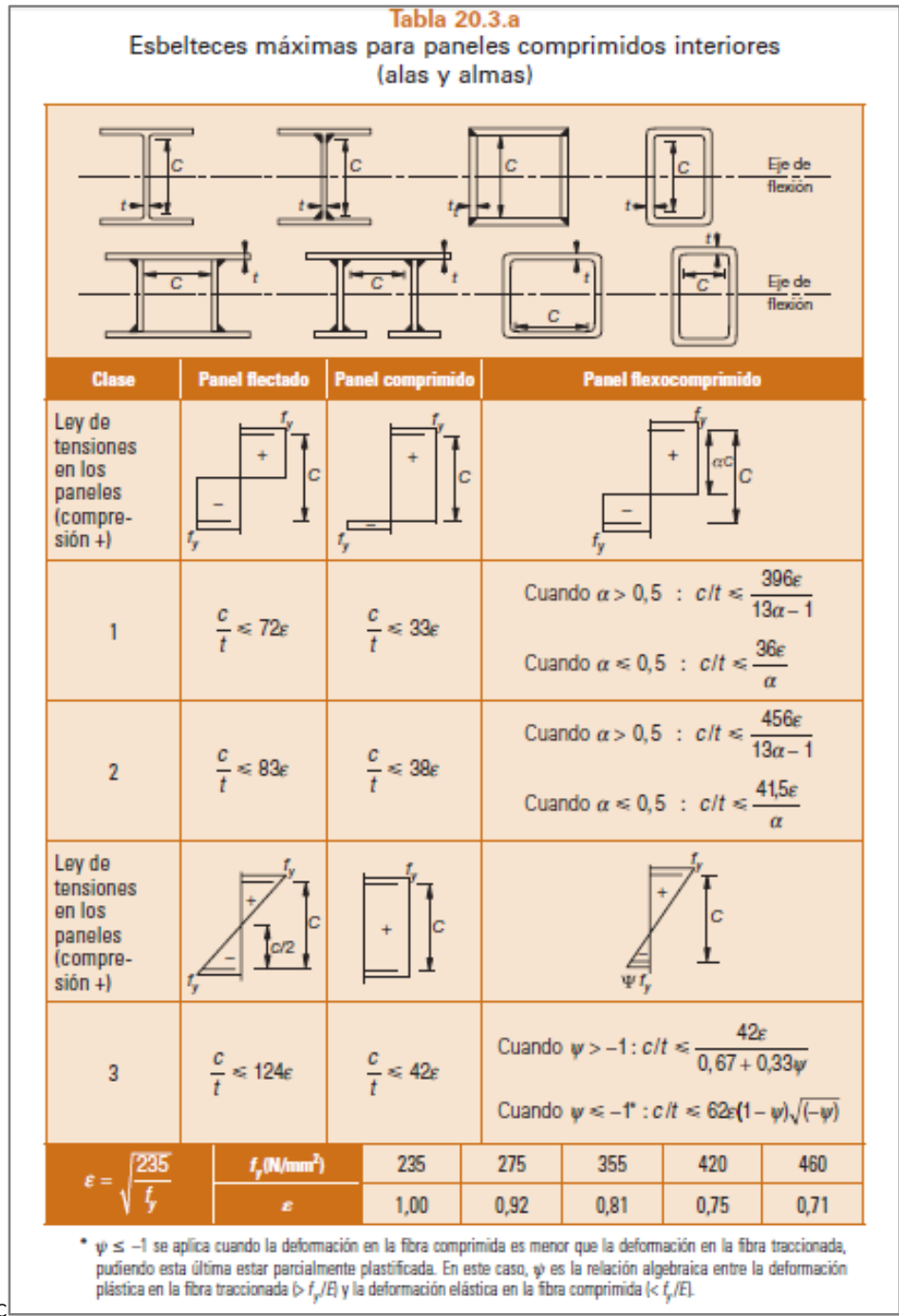


Figura 59. Tabla 20.3.a EAE

Así, dividiremos la sección en 4 paneles, para facilitar la clasificación de la sección para cada uno de los esfuerzos que solicitan la sección. La numeración empleada para cada panel se resume en la Figura 60, así como las dimensiones del cajón.

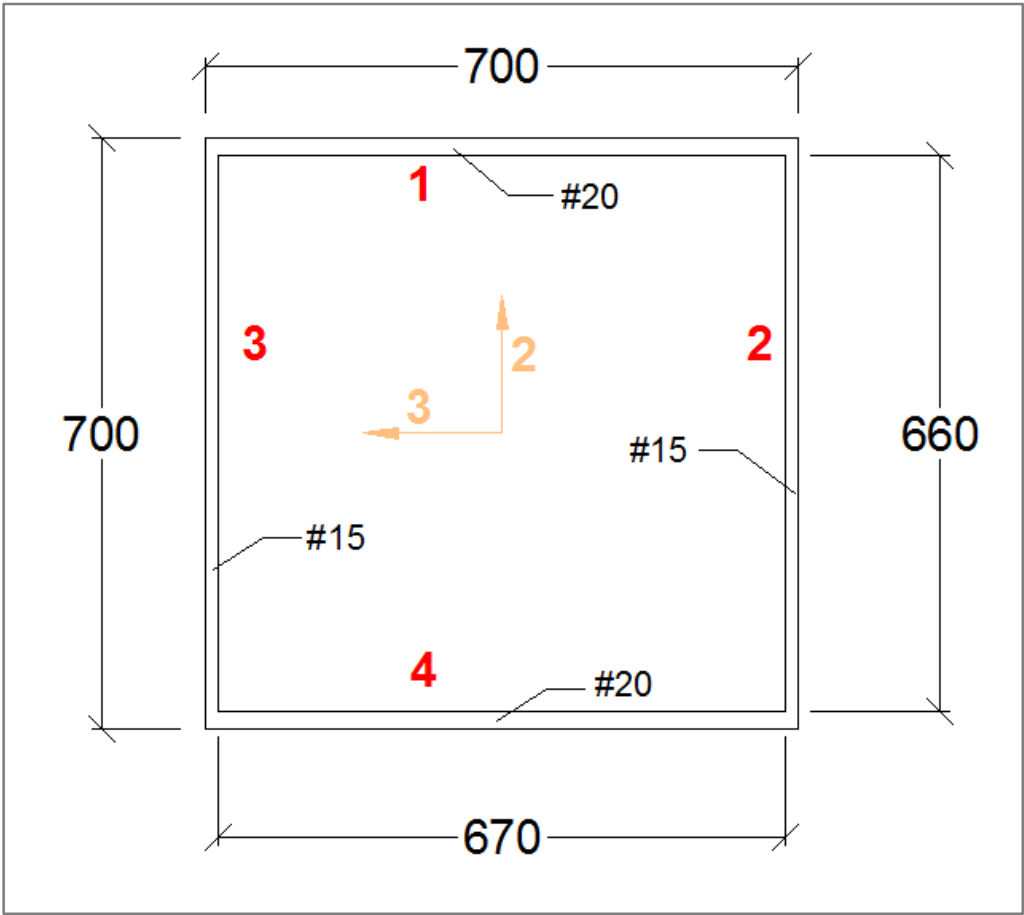


Figura 60. Dimensiones cajón vigas longitudinales de pasarela (Cotas en mm)

○ Esfuerzo de compresión

Para el esfuerzo de compresión, teniendo en cuenta que el coeficiente ϵ tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez de los paneles comprimidos para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 33\epsilon = 26.73$
Clase 2	$\frac{c}{t} < 38\epsilon = 30.78$
Clase 3	$\frac{c}{t} < 42\epsilon = 34.02$
Clase 4	$\frac{c}{t} > 42\epsilon = 34.02$

Y teniendo en cuenta estos límites, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

- Panel 1: **Clase 3**, no abolla debido a que está conectado a la losa de hormigón superior.
- Panel 2:

$$c = 660\text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \text{Clase 4}$$

- Panel 3:

$$c = 660\text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \text{Clase 4}$$

- Panel 4:

$$c = 670\text{ mm} ; t = 20 ; \frac{c}{t} = \frac{670}{20} = 33.5 \rightarrow \text{Clase 3}$$

Por tanto, la sección es de Clase 4, la más desfavorable, aunque únicamente será necesario reducir los paneles 2 y 3 para obtener el área eficaz de la sección. Dicha reducción, la realizamos según el artículo 20.7 de la EAE, y según la formulación que en el mismo se indica.

$$\sigma_{crit} = k_a * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{c}\right)^2 = 4 * \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^5}{12 * (1 - 0.3^2)} * \left(\frac{15}{660}\right)^2 = 392.15\text{ MPa}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{crit}}} = \sqrt{\frac{355\text{ MPa}}{392.15\text{ MPa}}} = 0.9515$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^2} = 0.8079 \leq 1$$

Una vez obtenido el coeficiente reductor, según la tabla 20.7.a del artículo 20.7 de la EAE, realizamos la reducción que indique según el caso, en el que nos ocupa, compresión.

Tabla 20.7.a Coeficiente reductor ρ (paneles interiores)	
PANELES INTERIORES DE ALAS Y ALMAS	
Deformaciones unitarias	Anchura reducida (b_r)
$\varepsilon_1 > 0$ (compresión)	
	$b_r = \rho b$ $b_{r1} = 0,5b_r$ $b_{r2} = 0,5b_r$ $\psi = 1$
	$b_r = \rho b$ $b_{r1} = \frac{2b_r}{5-\psi}$ $b_{r2} = b_r - b_{r1}$ $0 < \psi < 1$
	$b_r = \rho b$ $b_{r1} = 0,4b_r$ $b_{r2} = 0,6b_r$ $\psi < 0$

Figura 61. Tabla 20.7.a de la EAE

Por tanto,

$$b_r = \rho * b = 0.8079 * 660 = 533.26 \text{ mm}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{533.26}{2} = 266.63 \text{ mm}$$

Quedando la sección reducida de la siguiente forma:

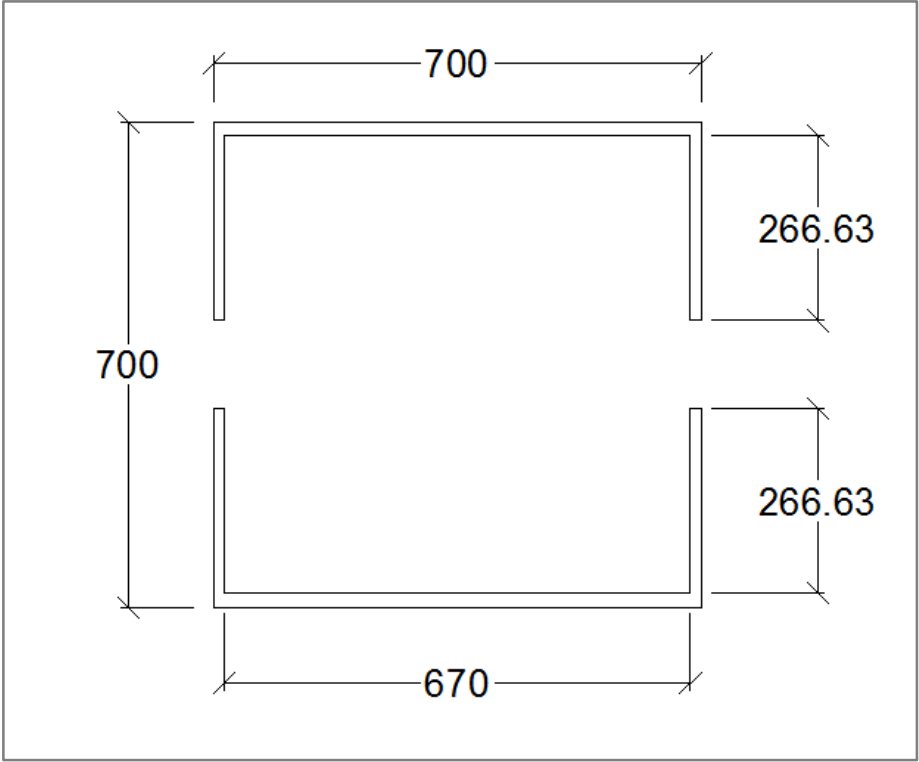


Figura 62. Sección reducida por axil de compresión en vigas longitudinales de pasarela (cotas en mm)

Siendo su área eficaz:

$$A_{ef} = 700 * 20 * 2 + 266.63 * 15 * 4 = \mathbf{0.044 \text{ m}^2}$$

○ Esfuerzo de flexión en eje 3

Para el esfuerzo de flexión en eje 3, teniendo en cuenta de nuevo que el coeficiente ε tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 72\varepsilon = 58.32$
---------	---------------------------------------

Clase 2	$\frac{c}{t} < 83\varepsilon = 67.23$
---------	---------------------------------------

Clase 3	$\frac{c}{t} < 124\varepsilon = 100.44$
---------	---

Clase 4	$\frac{c}{t} > 124\varepsilon = 100.44$
---------	---

Y teniendo en cuenta estos límites y que los paneles 1 y 4 pueden estar traccionados o comprimidos según el signo del momento aplicado, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

- *Panel 1:* **Clase 1 o 3**, clase 1 si está a tracción y clase 3 a compresión, igual que en el apartado anterior (no abolla debido a que está conectado a la losa de hormigón superior).
- *Panel 2:*

$$c = 660 \text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 1}$$

- *Panel 3:*

$$c = 660 \text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 1}$$

- *Panel 4:* a tracción es **clase 1** y en el caso de panel comprimido:

$$c = 670 \text{ mm} ; t = 20 ; \frac{c}{t} = \frac{670}{20} = 33.5 \rightarrow \textbf{Clase 3}$$

Por tanto, teniendo en cuenta de nuevo que la clase de la sección es la más desfavorable de sus elementos, la clasificamos como clase 3, pudiendo comprobarse por criterios elásticos, sin ser necesaria ninguna reducción.

○ *Esfuerzo de flexión en eje 2*

Para el esfuerzo de flexión en eje 2, teniendo en cuenta de nuevo que el coeficiente ϵ tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez en el caso de paneles flectados para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 72\epsilon = 58.32$
Clase 2	$\frac{c}{t} < 83\epsilon = 67.23$
Clase 3	$\frac{c}{t} < 124\epsilon = 100.44$
Clase 4	$\frac{c}{t} > 124\epsilon = 100.44$

Y teniendo en cuenta estos límites y que en este caso los paneles 2 y 3 pueden estar traccionados o comprimidos según el signo del momento aplicado, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

- *Panel 1:* **Clase 3**, ya que de nuevo no abolla debido a que está conectado a la losa de hormigón superior
- *Panel 2:* a tracción es **clase 1** y en el caso de panel comprimido:

$$c = 660 \text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 4}$$

- *Panel 3:* a tracción es **clase 1** y en el caso de panel comprimido:

$$c = 660 \text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 4}$$

- *Panel 4:*

$$c = 670 \text{ mm} ; t = 20 ; \frac{c}{t} = \frac{670}{20} = 33.5 \rightarrow \textbf{Clase 1}$$

Por tanto, teniendo en cuenta de nuevo que la clase de la sección es la más desfavorable de sus elementos, la clasificamos como clase 4, pudiendo comprobarse por criterios elásticos, pero siendo necesaria una reducción de aquellos paneles que lo requieran. En este caso, únicamente será necesario reducir los paneles 2 y 3 para obtener el área eficaz de la sección. Debemos resaltar, de que a pesar que solamente uno de los dos estaría comprimido en el caso de flexión de uno u otro signo, vamos a reducir ambos paneles para quedarnos del lado de la seguridad y simplificar los cálculos, haciendo que no varíen los ejes principales de inercia de la sección. Dicha reducción es la misma del apartado anterior, por ser los mismos paneles a reducir y ser en ambos el caso de panel comprimido:

$$\rho = 0.8079 \leq 1$$

$$b_r = \rho * b = 0.8079 * 660 = 533.26 \text{ mm}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{533.26}{2} = 266.63 \text{ mm}$$

Quedando la sección reducida de la siguiente forma:

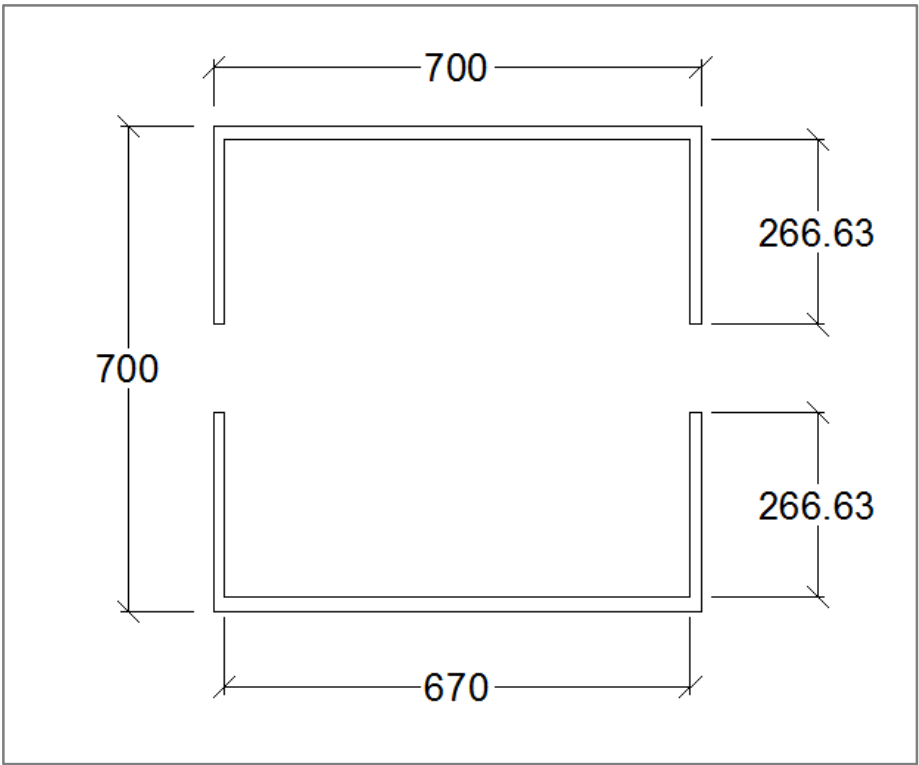


Figura 63. Sección reducida por flector de eje 2 en vigas longitudinales de pasarela (cotas en mm)

Siendo su inercia eficaz:

$$I_{2,ef} = 2 * \frac{1}{12} * 0.7^3 * 0.02 + 4 * 0.26663 * 0.015 * 0.3425^2 = 3.02 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_{2,el,ef} = \frac{3.02 * 10^{-3}}{0.35} = 8.63 * 10^{-3} \text{ m}^3$$

7.1.1.3. Inestabilidad por pandeo

7.1.1.3.1. Pandeo por compresión

La viga longitudinal de pasarela se ve sometida en determinados casos de combinación de acciones a axiles de compresión, por lo que deberemos estudiar la posible inestabilidad por pandeo de compresión de la viga. Supondremos una longitud de pandeo de la viga igual a la distancia entre vigas de piso, es decir 2.5m.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_2}{l_p^2} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^8 * 3.02 * 10^{-3}}{2.5^2} = 10001488.5 \text{ kN}$$
$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{eff} * f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.044 \text{ m}^2 * 355 \text{ MPa}}{10001488.5 \text{ kN}}} = 0.139 \rightarrow \text{curva } b \rightarrow \chi = 1$$

Por lo que el efecto del pandeo por compresión es despreciable en las vigas longitudinales de pasarela.

7.1.1.3.2. Pandeo lateral por flexión

Según el artículo 35.2 de la EAE, en secciones de perfiles huecos cuadrados (secciones en cajón) puede omitirse la comprobación frente a pandeo lateral, por lo que el coeficiente $\chi_{LT} = 1$

7.1.1.4. Comprobación resistente a axil y flexión

En el siguiente cuadro se resumen las características mecánicas empleadas en la comprobación:

A	0.0478 m²
A _{eff}	0.044 m²
W _{el,3}	1.13*10 ⁻² m³
W _{el,eff,3}	1.13*10 ⁻² m³
W _{el,2}	9.9*10 ⁻³ m³
W _{el,eff,2}	8.63*10 ⁻³ m³

Tabla 20. Resumen características mecánicas empleadas en la comprobación vigas longitudinales pasarela

En cuanto a las comprobaciones a realizar para tener en cuenta la interacción axil y flexión, realizaremos dos comprobaciones principales según sea el axil actuante en la envolvente de esfuerzos de compresión o tracción. Para los flectores, en cualquier caso utilizaremos el modulo resistente eficaz obtenido anteriormente.

Comprobaciones a realizar:

- Axil de compresión:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi * A_{eff}} + \frac{M_3}{\chi_{LT} * W_{3,el,eff}} + \frac{M_2}{W_{2,el,eff}} \leq f_{yd}$$

- Axil de tracción:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_3}{\chi_{LT} * W_{3,el,eff}} + \frac{M_2}{W_{2,el,eff}} \leq f_{yd}$$

Antes de realizar el cálculo, debemos comprobar si es necesaria una reducción de la f_{yk} por el efecto del cortante. Para ello, según el artículo 34.7.3 de la EAE, debemos comprobar que el cortante de diseño de la pieza no exceda la mitad del cortante máximo que resiste.

En primer lugar se procede a la comprobación en las almas (paneles 2 y 3). El cortante máximo que resisten será de:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 1932,5 \text{ kN}$$

El cortante real resistido seria el doble del anterior, ya que hay dos almas, pero en lugar de esto reduciremos el esfuerzo de diseño a la mitad para tener en cuenta también el incremento que provoca el torsor. Según el artículo 34.6 de la EAE, el torsor provoca una reducción del cortante máximo que resiste la pieza igual a:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,ED}}{\frac{1,25 \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{pl,Rd} = 1619.7 \text{ kN}$$
$$\tau_{t,ED} = \frac{T}{A_v} = \frac{156.0618}{0.660 * 0.015} * 10^{-3} = 39.5 \text{ MPa}$$

El valor de $\tau_{t,ED}$ se obtiene a partir del esfuerzo torsor máximo de la pieza, ya que esta sería la reducción más desfavorable.

El esfuerzo V_{ED} al que está sometido el panel será igual a la mitad del esfuerzo obtenido a partir del cálculo de la estructura, ya que tenemos dos almas. Además, se incrementa este esfuerzo cortante por la acción del torsor. Se suman en valor absoluto suponiendo que el torsor incrementa el cortante, siendo esta la situación más desfavorable.

$$V_{2ED} = \frac{V_{2max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{334.983}{2} + \frac{137.112}{0.7 - 0.015} = 367.66 \text{ kN} < 0,5 * 1619.7 = 809.8 \text{ kN} \rightarrow$$

→ no es necesaria la reducción

De la misma manera, al haber cortante en dos direcciones, debemos comprobar en las alas (paneles 1 y 4) que por el cortante no se tenga que reducir la resistencia de la pieza a flexión:

$$V_{pl,Rd} = 2615.67 \text{ kN}$$
$$V_{pl,T,Rd} = 2420.6 \text{ kN}$$
$$\tau_{t,ED} = \frac{T}{A_v} = \frac{156.0618}{0.670 * 0.02} * 10^3 = 18.2 \text{ MPa}$$

$$V_{3ED} = V_{3ED} = \frac{V_{3max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{918.868}{2} + \frac{31.1142}{0.7 - 0.02} = 505.2 \text{ kN} < 0,5 * 2420.6 = 1210.3 \text{ kN} \rightarrow$$

→ no es necesaria la reducción

Por tanto, como vemos, no es necesario reducir la resistencia a flexión de la pieza por el efecto del cortante y del torsor.

En la Tabla 21, se resumen las tensiones máximas obtenidas para cada uno de los casos de esfuerzos máximos y concomitantes considerados, así como el aprovechamiento obtenido:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Tensión (MPa)	Aprovechamiento
Nmax	3066.11	-512.76	429.43	161.56	47.79%
M2 Max	2557.46	1777.41	734.86	324.49	95.98%
M3 Max	1910.97	7.84	1246.77	151.22	44.73%
Nmin	-2869.07	-75.85	-159.04	88.07	26.05%
M2 min	2547.49	-1720.01	713.00	315.70	93.38%
M3 min	-2679.98	157.62	-191.79	96.15	28.44%

Tabla 21. Aprovechamiento obtenido para los casos más desfavorables en vigas de pasarela

Como vemos, hay dos casos en los que el aprovechamiento es muy elevado, pero aún estando dentro de los límites admisibles, debemos recordar que ambos son casos de flexión en el eje 2, que es el eje donde hemos supuesto que la sección eficaz es el mismo para la flexión de ambos ejes, siendo en realidad distinto según del signo. Por tanto, la tensión máxima real es menor a la obtenida en estos dos casos, y el aprovechamiento es menor.

7.1.1.5. Comprobación resistente a esfuerzo cortante

Los paneles de las alas y de las almas por ser de clase 4 son susceptibles a abollar, por lo tanto debemos comprobar el estado límite por si fuera necesario disponer un mayor número de rigidizadores transversales y/o longitudinales.

En primer lugar, calcularemos la resistencia a cortante del alma (paneles 2 y 3), en la que el cortante a comprobar será el del eje 2 vertical.

Según el artículo 35.5 de la EAE, en paneles sometidos a cortante se debe comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

$$\text{Para paneles de almas no rigidazadas} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$$
$$\text{Para paneles de almas rigidazadas} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t}$$

Donde para determinar el factor k_t se tienen en cuenta los rigidizadores transversales que se colocan cada vez que se une una viga transversal. Estos rigidizadores son chapas del mismo espesor que el alma de la viga de piso, es decir, 15mm, y están por tanto colocados a una distancia de 2500mm.

$$\text{Por lo tanto: } a/h_w = 2500/660 = 3,79 > 1$$

$$k_t = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tsl} = 5,62$$

El término $k_{tsl} = 0$ ya que no tenemos rigidizadores longitudinales.

En nuestro caso, tenemos $\eta=1,2$ (recomendado por la EAE), y siendo $h_w/t_w = 44$ para las almas (paneles 2 y 3) para las alas, vemos que no es necesario comprobar la sección frente a abolladura, por lo que el cortante resistido no se verá reducido. Así:

$$\text{Para paneles de almas rigidazadas} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} = \frac{31}{1.2} 0.81 \sqrt{5.62} = 49.6$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{355}{\sqrt{3}} * 660 * 15}{1.05} = 1932,5 \text{ kN}$$

El esfuerzo V_{ED} al que está sometido el panel será igual a la mitad del esfuerzo obtenido a partir del cálculo de la estructura, ya que tenemos dos almas. Además, se incrementa este esfuerzo cortante por la acción del torsor. Se suman en valor absoluto suponiendo que el torsor incrementa el cortante, siendo esta la situación más desfavorable.

$$V_{2ED} = \frac{V_{2max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{334.983}{2} + \frac{137.112}{0.7 - 0.015} = 367.66 \text{ kN} < 1932,5 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

Siendo s el brazo entre centros de gravedad de las chapas del alma.

En el caso de las alas (paneles 1 y 4), deberemos comprobar atendiendo al cortante en la dirección 3. Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, debemos comprobar si es necesaria la comprobación a abolladura:

$$a/h_w = 2500/670 = 3.73 > 1$$

$$k_t = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tsl} = 5,627$$

$$\text{Para paneles de almas rigidazadas} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} = \frac{31}{1.2} 0.81 \sqrt{5.627} = 49.64$$

Por tanto, siendo $\frac{h_w}{t_w} = \frac{670}{20} = 33.5$ no será necesaria la comprobación a abolladura por cortante, y el cortante resistente no se verá reducido.

La máxima resistencia de la sección viene dada por:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = 2615.67$$
$$V_{3ED} = \frac{V_{3max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{918.868}{2} + \frac{31.1142}{0.7 - 0.02} = 505.2 \text{ kN} < 2615.67 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

7.1.2. Vigas longitudinales de Calzada

7.1.2.1. Secciones más desfavorables y envolventes

Para las vigas longitudinales interiores, o vigas longitudinales de calzada, realizaremos el mismo proceso de comprobación que el expuesto en el epígrafe 6.1.1. al tratarse de una sección de características similares.

De nuevo, en primer lugar obtenemos del modelo empleado para el cálculo, los esfuerzos más desfavorables en sus secciones correspondientes. En la Tabla 22 se resumen los esfuerzos máximos y mínimos con sus respectivos concomitantes, así como la sección donde se producen y la combinación de acciones correspondiente.

	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	BARRA	COMBINACIÓN
N max	7748.215	-102.168	21.825	-21.5922	188.9138	998.4767	28	ELU2
V2 max	-453.952	847.945	185.464	-222.7643	-136.1691	-1090.1658	15	ELU1
V3 max	3636.515	43.981	290.315	-15.4126	313.4798	999.5203	2	ELU32
T Max	4209.635	-367.597	-252.705	249.6973	-236.2847	1222.7488	26	ELU34
M2 Max	3622.642	47.075	286.78	-16.2517	806.1622	1008.3538	2	ELU16
M3 Max	4209.041	-350.623	-252.705	249.6973	79.6621	1671.7302	26	ELU34
N min	-3126.292	-397.523	10.675	-35.0371	253.0317	266.3684	390	ELU44
V2 min	589.827	-676.152	-159.437	207.6285	181.4274	-577.4353	12	ELU19
V3 min	3282.339	45.722	-267.346	-22.928	-133.8614	977.8144	376	ELU15
T min	-62.491	789.366	187.151	-226.7565	651.8771	1012.9428	15	ELU23
M2 min	6971.39	91.917	178.846	-190.9537	-649.1892	718.6292	401	ELU30
M3 min	-1471.503	817.714	161.358	-182.3746	-290.008	-1120.7685	15	ELU32

Tabla 22. Esfuerzos máximos, mínimos y concomitantes en las secciones críticas de la viga longitudinal de calzada

7.1.2.2. Definición y clasificación de la sección.

Las vigas longitudinales de la calzada son secciones armadas en cajón cerrado de acero por tanto deberemos clasificar las secciones y realizar las comprobaciones de agotamiento de la sección mediante criterios elásticos o plásticos, según corresponda.

La clasificación de las secciones se llevará a cabo mediante la tabla 20.3.a, del artículo 20.3 de la EAE, que establece las esbelteces máximas para cada clase de los paneles comprimidos y flectados. Y al igual que en el epígrafe 6.1.1, dividiremos la sección en 4 paneles, para facilitar la clasificación de la sección para cada uno de los esfuerzos que solicitan la sección. La numeración empleada para cada panel se resume en la Figura 64, así como las dimensiones del cajón.

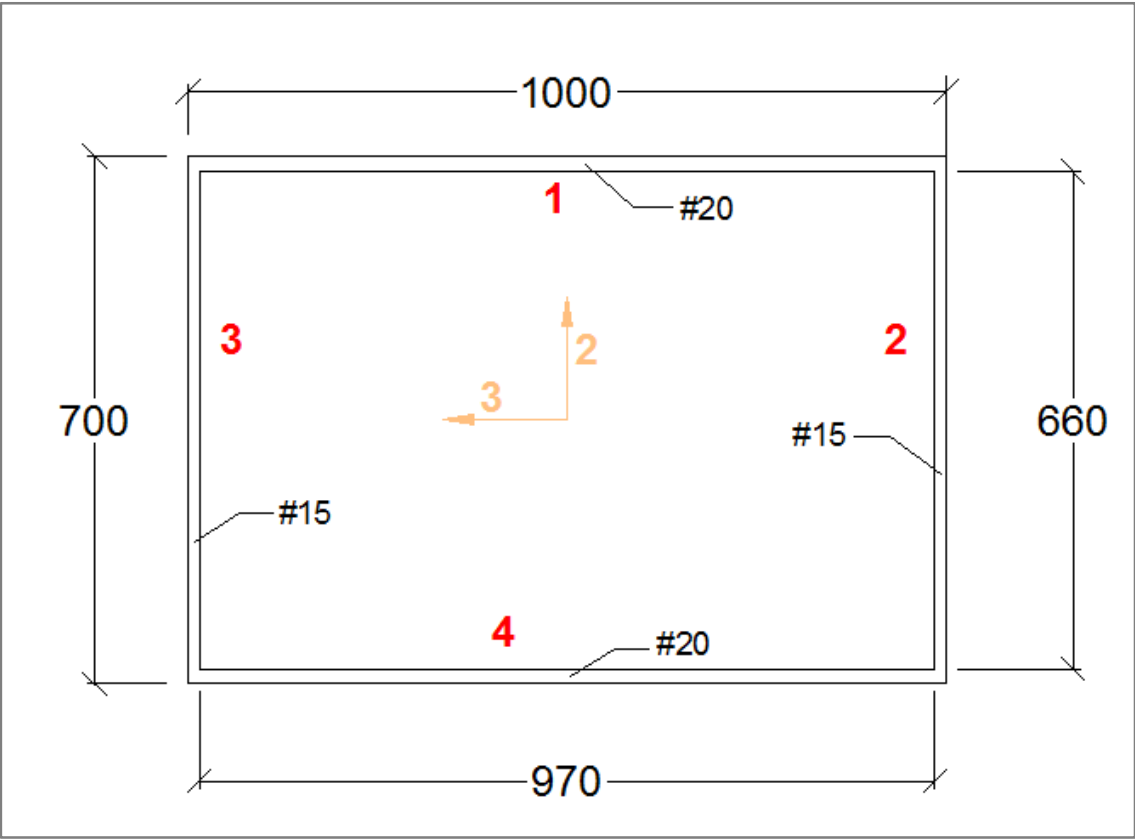


Figura 64. Dimensiones cajón vigas longitudinales de calzada (Cotas en mm)

○ Esfuerzo de compresión

Para el esfuerzo de compresión, teniendo en cuenta que el coeficiente ϵ tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez de los paneles comprimidos para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 33\epsilon = 26.73$
Clase 2	$\frac{c}{t} < 38\epsilon = 30.78$
Clase 3	$\frac{c}{t} < 42\epsilon = 34.02$
Clase 4	$\frac{c}{t} > 42\epsilon = 34.02$

Y teniendo en cuenta estos límites, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

- *Panel 1: Clase 3*, no abolla debido a que está conectado a la losa de hormigón superior.
- *Panel 2:*

$$c = 660 \text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 4}$$

- *Panel 3:*

$$c = 660 \text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 4}$$

- *Panel 4:*

$$c = 970 \text{ mm} ; t = 20 ; \frac{c}{t} = \frac{970}{20} = 48.5 \rightarrow \textbf{Clase 4}$$

Por tanto, la sección es de Clase 4, la más desfavorable, y será necesario reducir los paneles 2, 3 y 4 para obtener el área eficaz de la sección. Dicha reducción, la realizamos según el artículo 20.7 de la EAE, y según la formulación que en el mismo se indica. Una vez obtenido el coeficiente reductor (ρ), según la tabla 20.7.a del mismo artículo, realizamos la reducción que indique según el caso, en el que nos ocupa, compresión. Por tanto,

- *Panel 2 y 3*

$$\sigma_{crit} = k_a * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{c}\right)^2 = 392.15 \text{ MPa}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{crit}}} = 0.988$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^2} = 0.788 \leq 1$$

$$b_r = \rho * b = 0.520 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{520}{2} = 260 \text{ mm}$$

- *Panel 4*

$$\sigma_{crit} = k_a * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{c}\right)^2 = 322.756 \text{ MPa}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{crit}}} = 1.083$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^2} = 0.736 \leq 1$$

$$b_r = \rho * b = 0.714 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{714}{2} = 357 \text{ mm}$$

Quedando la sección reducida, según la Figura 65:

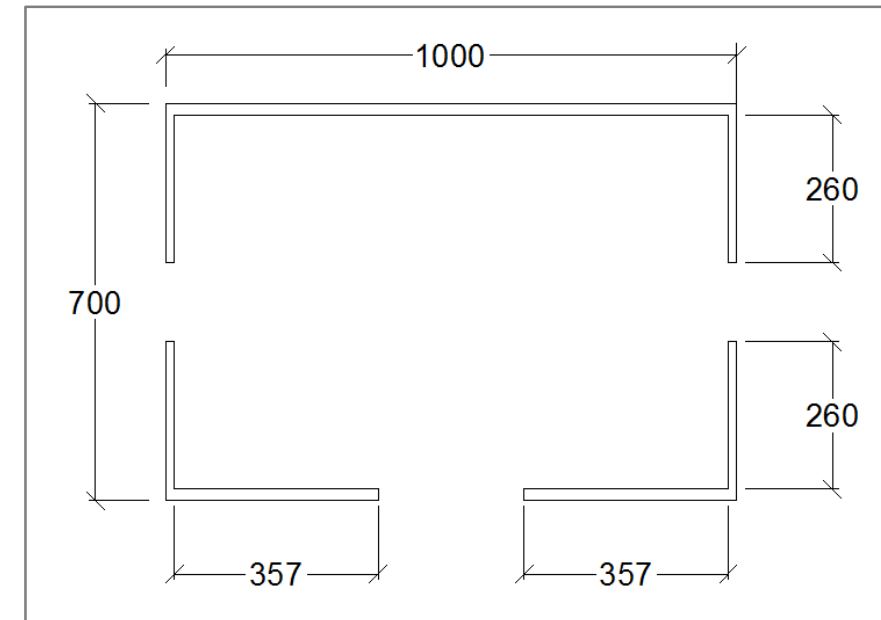


Figura 65. Sección reducida por axil de compresión en vigas longitudinales de calzada (cotas en mm)

Siendo su área eficaz:

$$A_{ef} = (714 + 15 * 2) * 20 + 1000 * 20 + 260 * 15 * 4 = \mathbf{0.055 \text{ m}^2}$$

○ *Esfuerzo de flexión en eje 3*

Para el esfuerzo de flexión en eje 3, teniendo en cuenta de nuevo que el coeficiente ϵ tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 72\epsilon = 58.32$
Clase 2	$\frac{c}{t} < 83\epsilon = 67.23$
Clase 3	$\frac{c}{t} < 124\epsilon = 100.44$
Clase 4	$\frac{c}{t} > 124\epsilon = 100.44$

Y teniendo en cuenta estos límites y que los paneles 1 y 4 pueden estar traccionados o comprimidos según el signo del momento aplicado, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

- *Panel 1: Clase 1 o 3*, clase 1 si está a tracción y clase 3 a compresión, igual que en el apartado anterior (no abolla debido a que está conectado a la losa de hormigón superior).

- *Panel 2:*

$c = 660\text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 1}$

- *Panel 3:*

$c = 660\text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 1}$

- *Panel 4:* a tracción es **clase 1** y en el caso de panel comprimido:

$c = 970\text{ mm} ; t = 20 ; \frac{c}{t} = \frac{970}{20} = 48.5 \rightarrow \textbf{Clase 4}$

Por tanto, teniendo en cuenta de nuevo que la clase de la sección es la más desfavorable de sus elementos, la clasificamos como clase 4, siendo necesaria la reducción en el panel 4 para el caso en el que esté comprimido. Del lado de la seguridad y para simplificar los cálculos sin variar los ejes de la sección, supondremos la reducción a realizar en cualquier caso de esfuerzos y en los dos paneles paralelos (1 y 4). Así, igual que en el caso anterior:

- *Panel 1 y 4*

$\rho = 0.736 \leq 1$

$b_r = \rho * b = 0.714\text{ m}$

$b_{r1} = b_{r2} = \frac{714}{2} = 357\text{ mm}$

Quedando la sección reducida de la siguiente forma:

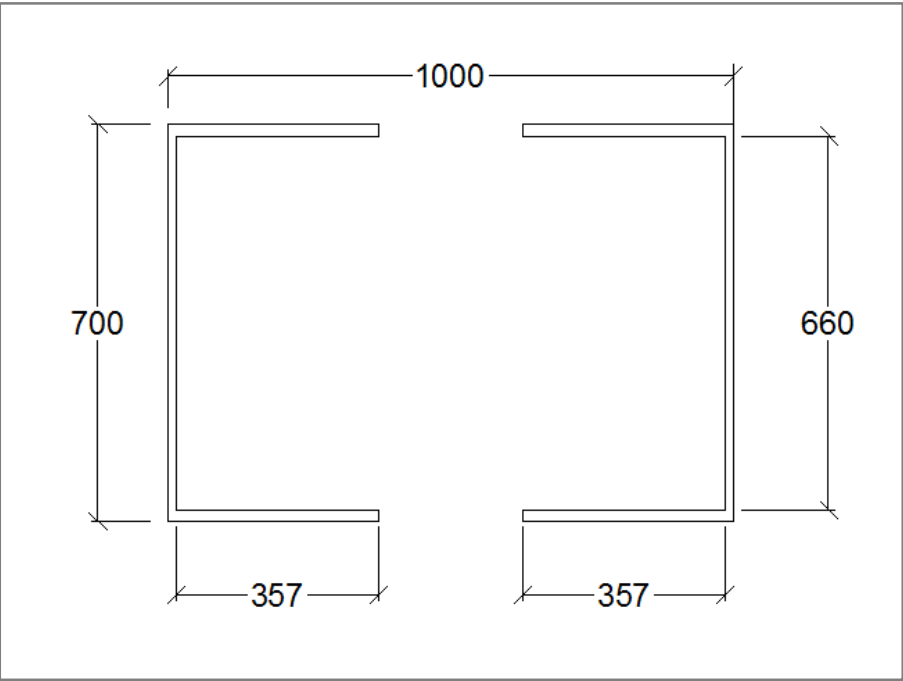


Figura 66. Sección reducida por flector de eje 3 en vigas longitudinales de calzada (cotas en mm)

Siendo su inercia eficaz:

$I_{3,ef} = 2 * \frac{1}{12} * 0.7^3 * 0.015 + 4 * 0.357 * 0.02 * 0.34^2 = 4.16 * 10^{-3}\text{ m}^4$

$W_{3,el,ef} = \frac{4.16 * 10^{-3}}{0.35} = 0.0119\text{ m}^3$

○ *Esfuerzo de flexión en eje 2*

Para el esfuerzo de flexión en eje 2, teniendo en cuenta de nuevo que el coeficiente ϵ tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez en el caso de paneles flectados para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 72\epsilon = 58.32$
Clase 2	$\frac{c}{t} < 83\epsilon = 67.23$
Clase 3	$\frac{c}{t} < 124\epsilon = 100.44$
Clase 4	$\frac{c}{t} > 124\epsilon = 100.44$

Y teniendo en cuenta estos límites y que en este caso los paneles 2 y 3 pueden estar traccionados o comprimidos según el signo del momento aplicado, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

- *Panel 1:* **Clase 3**, ya que de nuevo no abolla debido a que está conectado a la losa de hormigón superior
- *Panel 2:* a tracción es **clase 1** y en el caso de panel comprimido:

$$c = 660 \text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 4}$$

- *Panel 3:* a tracción es **clase 1** y en el caso de panel comprimido:

$$c = 660 \text{ mm} ; t = 15 ; \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 \rightarrow \textbf{Clase 4}$$

- *Panel 4:*

$$c = 670 \text{ mm} ; t = 20 ; \frac{c}{t} = \frac{970}{20} = 48.5 \rightarrow \textbf{Clase 1}$$

Por tanto, teniendo en cuenta de nuevo que la clase de la sección es la más desfavorable de sus elementos, la clasificamos como clase 4, pudiendo comprobarse por criterios elásticos, pero siendo necesaria una reducción de aquellos paneles que lo requieran. En este caso, de nuevo pesar que solamente uno de los dos paneles a reducir (2 y 3) estaría comprimido en el caso de flexión de uno u otro signo, vamos a reducir ambos paneles para quedarnos del lado de la seguridad y simplificar los cálculos, haciendo que no varíen los ejes principales de inercia de la sección. De la reducción realizada para el esfuerzo de compresión tenemos.

$$\rho = 0.788 \leq 1$$

$$b_r = \rho * b = 0.520 \text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{520}{2} = 260 \text{ mm}$$

Quedando la sección reducida de la siguiente forma:

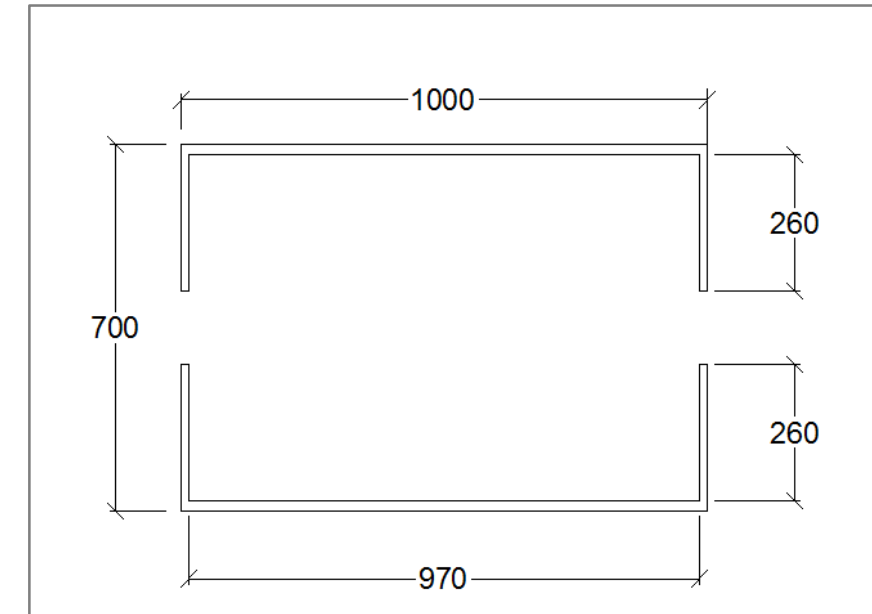


Figura 67. Sección reducida por flector de eje 2 en vigas longitudinales de pasarela (cotas en mm)

Siendo su inercia eficaz:

$$I_{2,ef} = 2 * \frac{1}{12} * 1^3 * 0.02 + 4 * 0.260 * 0.015 * 0.4925^2 = 7.117 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$W_{2,el,ef} = \frac{7.117 * 10^{-3}}{0.5} = 0.0142 \text{ m}^3$$

7.1.2.3. Inestabilidad por pandeo

7.1.2.3.1. Pandeo por compresión

La viga longitudinal de calzada se ve sometida en determinados casos de combinación de acciones a axiles de compresión, por lo que deberemos estudiar la posible inestabilidad por pandeo de compresión de la viga. Supondremos una longitud de pandeo de la viga igual a la distancia entre vigas de piso, es decir 2.5m.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_3}{l_p^2} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^8 * 4.16 * 10^{-3}}{2.5^2} = 1379533.82 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{eff} * f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.055 \text{ m}^2 * 355 \text{ MPa}}{1379533.82 \text{ kN}}} = 0.003 \rightarrow \text{curva b} \rightarrow \chi = 1$$

Por lo que el efecto del pandeo por compresión es despreciable en las vigas longitudinales de pasarela.

7.1.2.3.2. Pandeo lateral por flexión

Según el artículo 35.2 de la EAE, en secciones de perfiles huecos cuadrados (secciones en cajón) puede omitirse la comprobación frente a pandeo lateral, por lo que el coeficiente $\chi_{LT} = 1$

7.1.2.4. Comprobación resistente a axil y flexión

En el siguiente cuadro se resumen las características mecánicas empleadas en la comprobación:

A	0.0598 m²
A _{eff}	0.055 m²
W _{el,3}	1.13*10 ⁻² m³
W _{el,3}	0.0119 m³
W _{el,2}	9.9*10 ⁻³ m³
W _{el,eff,2}	0.0142 m³

Tabla 23. Resumen características mecánicas empleadas en la comprobación vigas longitudinales calzada

En cuanto a las comprobaciones a realizar para tener en cuenta la interacción axil y flexión, realizaremos dos comprobaciones principales según sea el axil actuante en la envolvente de esfuerzos de compresión o tracción. Para los flectores, en cualquier caso utilizaremos el modulo resistente eficaz obtenido anteriormente.

Comprobaciones a realizar:

- Axil de compresión:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi * A_{eff}} + \frac{M_3}{\chi_{LT} * W_{3,el,eff}} + \frac{M_2}{W_{2,el,eff}} \leq f_{yd}$$

- Axil de tracción:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_3}{\chi_{LT} * W_{3,el,eff}} + \frac{M_2}{W_{2,el,eff}} \leq f_{yd}$$

Antes de realizar el cálculo, debemos comprobar si es necesaria una reducción de la f_{yk} por el efecto del cortante. Para ello, según el artículo 34.7.3 de la EAE, debemos comprobar que el cortante de diseño de la pieza no exceda la mitad del cortante máximo que resiste.

En primer lugar se procede a la comprobación en las almas (paneles 2 y 3). El cortante máximo que resisten será de:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 1932,5kN$$

El cortante real resistido seria el doble del anterior, ya que hay dos almas, pero en lugar de esto reduciremos el esfuerzo de diseño a la mitad para tener en cuenta también el incremento que provoca el torsor. Según el artículo 34.6 de la EAE, el torsor provoca una reducción del cortante máximo que resiste la pieza igual a:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,ED}}{\frac{1,25 \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{pl,Rd} = 1729.5 \text{ kN}$$
$$\tau_{t,ED} = \frac{\frac{T}{S}}{A_v} = \frac{\frac{249.6973}{1-0.015}}{0.660 * 0.015} * 10^{-3} = 25.64 \text{ MPa}$$

El valor de $\tau_{t,ED}$ se obtiene a partir del esfuerzo torsor máximo de la pieza, ya que esta sería la reducción más desfavorable.

El esfuerzo V_{ED} al que está sometido el panel será igual a la mitad del esfuerzo obtenido a partir del cálculo de la estructura, ya que tenemos dos almas. Además, se incrementa este esfuerzo cortante por la acción del torsor. Se suman en valor absoluto suponiendo que el torsor incrementa el cortante, siendo esta la situación más desfavorable.

$$V_{2ED} = \frac{V_{2max}}{2} + \frac{T}{S} = \frac{847.945}{2} + \frac{249.697}{1-0.015} = 677.5 \text{ kN} < 0,5 * 1729.5 = 864.75 \text{ kN} \rightarrow$$

→ no es necesaria la reducción

De la misma manera, al haber cortante en dos direcciones, comprobamos las alas (paneles 1 y 4) que por el cortante no se tenga que reducir la resistencia de la pieza a flexión:

$$V_{pl,Rd} = 3935,22kN$$

$$V_{pl,T,Rd} = 3629.9 \text{ kN}$$

$$\tau_{t,ED} = \frac{\frac{T}{S}}{A_v} = \frac{\frac{249.6973}{0.70-0.02}}{0.970 * 0.02} * 10^{-3} = 18.93 \text{ MPa}$$

$$V_{3ED} = V_{3ED} = \frac{V_{3max}}{2} + \frac{T}{S} = \frac{267.346}{2} + \frac{249.6973}{0.70-0.02} = 501.32 \text{ kN} < 0,5 * 3629.9 = 1814.95 \text{ kN} \rightarrow$$

→ no es necesaria la reducción

Por tanto, como vemos, no es necesario reducir la resistencia a flexión de la pieza por el efecto del cortante y del torsor.

En la tabla 24, se resumen las tensiones máximas obtenidas para cada uno de los casos de esfuerzos máximos y concomitantes considerados, así como el aprovechamiento obtenido:

	<i>N</i> (kN)	<i>M2</i> (kNm)	<i>M3</i> (kNm)	<i>Tensión</i> (MPa)	<i>Aprovechamiento</i>
<i>Nmax</i>	7748.215	188.9138	998.4767	226.78	67.08%
<i>M2 Max</i>	3622.642	806.1622	1008.3538	202.09	59.77%
<i>M3 Max</i>	4209.041	79.6621	1671.7302	216.48	64.03%
<i>Nmin</i>	-3126.292	253.0317	266.3684	97.04	28.70%
<i>M2 min</i>	6971.39	-649.1892	718.6292	222.68	65.86%
<i>M3 min</i>	-1471.503	-290.008	-1120.7685	141.36	41.81%

Tabla 24. Aprovechamiento obtenido para los casos más desfavorables en vigas de calzada

7.1.2.5. Comprobación resistente a esfuerzo cortante

Los paneles de las alas y de las almas por ser de clase 4 son susceptibles a abollar, por lo tanto debemos comprobar el estado límite por si fuera necesario disponer un mayor número de rigidizadores transversales y/o longitudinales.

En primer lugar, calcularemos la resistencia a cortante del alma (paneles 2 y 3), en la que el cortante a comprobar será el del eje 2 (vertical).

Según el artículo 35.5 de la EAE, en paneles sometidos a cortante se debe comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

Para paneles de almas no rigidazadas → $\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$

Para paneles de almas rigidazadas → $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t}$

Donde para determinar el factor k_t se tienen en cuenta los rigidizadores transversales que se colocan cada vez que se une una viga transversal. Estos rigidizadores son chapas del mismo espesor que el alma de la viga de piso, es decir, 15mm, y están por tanto colocados a una distancia de 2500mm.

Por lo tanto: $a/h_w = 2500/660 = 3,79 > 1$

$k_t = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{tsl} = 5,62$

El término $k_{tsl} = 0$ ya que no tenemos rigidizadores longitudinales.

En nuestro caso, tenemos $\eta=1,2$ (recomendado por la EAE), y siendo $h_w/t_w = 44$ para las almas (paneles 2 y 3) para las alas, vemos que no es necesario comprobar la sección frente a abolladura, por lo que el cortante resistido no se verá reducido. Así:

Para paneles de almas rigidazadas → $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} = \frac{31}{1.2} 0.81 \sqrt{5.62} = 49.6$

$V_{bw,Rd} = \frac{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{355}{\sqrt{3}} * 660 * 15}{1.05} = 1932,5kN$

El esfuerzo V_{ED} al que está sometido el panel será igual a la mitad del esfuerzo obtenido a partir del cálculo de la estructura, ya que tenemos dos almas. Además, se incrementa este esfuerzo cortante por la acción del torsor. Se suman en valor absoluto suponiendo que el torsor incrementa el cortante, siendo esta la situación más desfavorable.

$V_{2ED} = \frac{V_{2max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{847.945}{2} + \frac{249.697}{1 - 0.015} = 677.5\text{ kN} < 1932,5kN \rightarrow \text{cumple}$

Siendo s el brazo entre centros de gravedad de las chapas del alma.

En el caso de las alas (paneles 1 y 4), debemos comprobar atendiendo al cortante en la dirección 3. Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, debemos comprobar si es necesaria la comprobación a abolladura:

$a/h_w = 2500/970 = 2.58 > 1$

$k_t = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{tsl} = 5,941$

Para paneles de almas rigidazadas → $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} = \frac{31}{1.2} 0.81 \sqrt{5.941} = 51.00$

Por tanto, siendo $\frac{h_w}{t_w} = \frac{970}{20} = 48.5$ no será necesaria la comprobación a abolladura por cortante, y el cortante resistente no se verá reducido.

La máxima resistencia de la sección viene dada por:

$V_{bw,Rd} = \frac{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = 3935,22kN$

$V_{3ED} = V_{3ED} = \frac{V_{3max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{267.346}{2} + \frac{249.6973}{0.70 - 0.02} = 501.32\text{ kN} < 3935,22kN \rightarrow \text{cumple}$

7.1.3. Arco.

Para las comprobaciones del arco, realizaremos en primer lugar una comprobación frente al problema debido a la inestabilidad por pandeo, y posteriormente comprobaremos las secciones de arranque y centro luz por ser las más desfavorables.

7.1.3.1. Inestabilidad por pandeo.

En primer lugar, a nivel de Proyecto a Básico, no se ha realizado un modelo de cálculo que tenga en cuenta los efectos de segundo orden, por lo que para estudiar el pandeo del arco realizaremos una estimación basada en “Theory of Elastic Stability” de Timosenko, concretamente en su epígrafe 7.10. Esta comprobación nos permitirá saber si es posible despreciar el problema de inestabilidad por flexión y torsión.

Según la referencia mencionada, tenemos que la carga crítica radial del arco, tiene el siguiente valor:

$$q_{cr} = \gamma_5 * \frac{E * I_{min}}{R^3}$$

Donde:

- *E*: Módulo de elasticidad transversal del material.
- *I_{min}*: Inercia de eje débil. Debido a la variación de sección en nuestro caso, consideraremos a efectos de esta aproximación una inercia media de eje débil.
- *R*: Radio del arco.
- *γ₅*: Coeficiente que depende las condiciones de vinculación del arco y el ángulo de sector circular que forma el arco.

En nuestro caso, un arco considerado como biempotrado y con un ángulo de 66°, según la Tabla 7-9 de la referencia mencionada, tenemos un coeficiente *γ₅* =37.87.

TABLE 7-9. VALUES OF THE FACTOR γ_5 IN EQ. (7-39)								
$\frac{\alpha}{\pi}$	0.25	0.5	1	1.063	1.10	1.24	1.50	2
γ_5	60.1	12.6	1.85	1.54	1.40	1.00	0.69	0.60

Figura 68. Tabla 7-9 “Theory of Elastic Stability”. Timosenko.

Sustituyendo en la formula anterior tenemos:

$$I_{min} = \frac{I_{min,arranques} + I_{min,cl}}{2} = 3.96 * 10^{-2} m^4$$

$$q_{cr} = \gamma_5 * \frac{E * I_{min}}{R^3} = 37.87 * \frac{2.1 * 10^8 * 3.96 * 10^{-2}}{62^3} = 1321.4 kN/m$$

Para obtener un valor de carga radial aproximada en nuestro caso, hemos sumado la carga transmitida por las péndolas para todos los casos de carga y hemos obtenido la máxima, que dividida entre la longitud del arco nos da una carga radial aproximada con la que poder comparar con la crítica. La suma de axiles máximos en las péndolas se produce en la combinación ELU2. Con todo ello, tenemos:

$$\begin{aligned} \sum N_{max} &= 18862.7 kN \\ q_{max} &= \frac{18862.7 kN}{74 m} = 254.9 kN/m \end{aligned}$$

Por tanto, tenemos una relación entre ambas cargas de:

$$\frac{q_{max}}{q_{cr}} = \frac{254.9 kN/m}{1321.4 kN/m} = 0.192$$

Como vemos, la relación entre la carga máxima radial transmitida de forma aproximada y la crítica es pequeña, incluso menor a un quinto, por lo que podríamos considerar en un primer análisis que no se producen problemas debidos a inestabilidad por pandeo. Debemos resaltar de nuevo, que en el Proyecto de Construcción sería necesario un análisis que considerara los efectos de segundo orden para ver si estos son o no realmente despreciables.

7.1.3.2. Comprobación en sección de arranques

De nuevo, en primer lugar obtenemos del modelo empleado para el cálculo, los esfuerzos más desfavorables en sus secciones correspondientes. En la tabla 25 se resumen los esfuerzos máximos con sus respectivos concomitantes, en la sección de arranques. Debido a que en este caso los esfuerzos normales tanto máximos como mínimos son del mismo signo, solo incluimos los de mayor valor absoluto.

	<i>N (kN)</i>	<i>V2 (kN)</i>	<i>V3 (kN)</i>	<i>T (kNm)</i>	<i>M2 (kNm)</i>	<i>M3 (kNm)</i>	COMBINACIÓN
<i>N max</i>	-20225.746	53.817	-65.184	164.3969	-18.0163	1614.1979	ELU2
<i>V2 max</i>	-19216.477	136.132	-41.515	154.9305	79.1829	1522.9463	ELU11
<i>V3 max</i>	-17279.097	2.062	107.26	-173.63	152.6325	1578.5916	ELU24
<i>T Max</i>	-18296.255	19.356	-20.274	274.349	240.668	1483.7985	ELU34
<i>M2 Max</i>	-17834.045	7.966	14.912	253.1701	404.8877	1490.2004	ELU22
<i>M3 Max</i>	-17840.076	108.595	59.963	-159.4091	81.1261	1810.6294	ELU28

Tabla 25. Esfuerzos máximos, mínimos y concomitantes en la sección arranques del arco.

7.1.3.2.1. Definición y clasificación de la sección.

La sección del arco en arranques es de nuevo una sección armada en cajón cerrado de acero, por lo que deberemos en primer lugar clasificar la sección y realizar las comprobaciones de agotamiento de la sección mediante criterios elásticos o plásticos, según corresponda.

La clasificación de las secciones se llevará a cabo mediante la tabla 20.3.a, del artículo 20.3 de la EAE, que establece las esbelteces máximas para cada clase de los paneles comprimidos y flectados. Y al igual que en el epígrafe 6.1.1, dividiremos la sección en 4 paneles, para facilitar la clasificación de la sección para cada uno de los

esfuerzos que solicitan la sección. La numeración empleada para cada panel se resume en la Figura 69, así como las dimensiones del cajón.

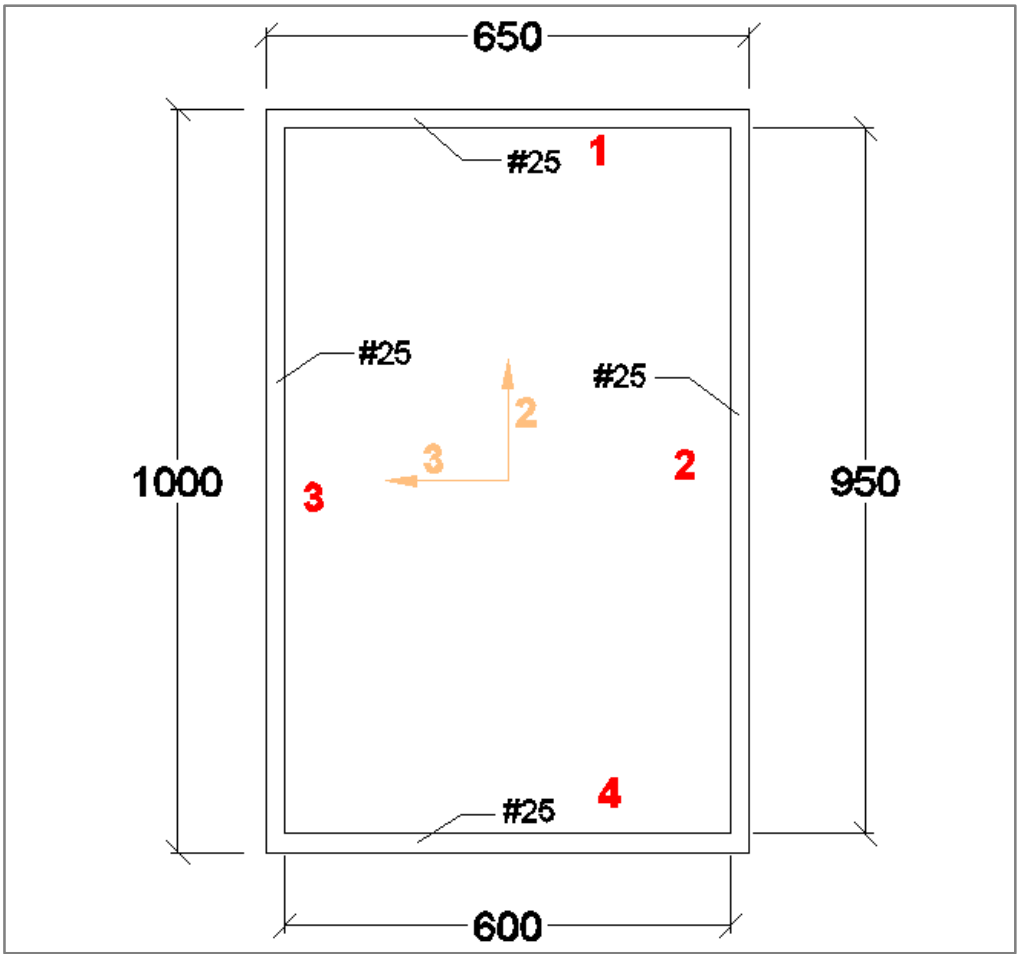


Figura 69. Dimensiones cajón arranque de arcos (Cotas en mm)

○ Esfuerzo de compresión

Para el esfuerzo de compresión, teniendo en cuenta que el coeficiente ϵ tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez de los paneles comprimidos para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 33\epsilon = 26.73$
Clase 2	$\frac{c}{t} < 38\epsilon = 30.78$
Clase 3	$\frac{c}{t} < 42\epsilon = 34.02$
Clase 4	$\frac{c}{t} > 42\epsilon = 34.02$

Y teniendo en cuenta estos límites, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

- Panel 1:
 $c = 600\text{ mm} ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{600}{25} = 24 \rightarrow \text{Clase 1}$
- Panel 2:
 $c = 950\text{ mm} ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{950}{25} = 38 \rightarrow \text{Clase 4}$
- Panel 3:
 $c = 950\text{ mm} ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{950}{25} = 38 \rightarrow \text{Clase 4}$
- Panel 4:
 $c = 600\text{ mm} ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{600}{25} = 24 \rightarrow \text{Clase 1}$

Por tanto, la sección es de Clase 4, la más desfavorable, y será necesario reducir los paneles 2 y 3 para obtener el área eficaz de la sección. Dicha reducción, la realizamos según el artículo 20.7 de la EAE, y según la formulación que en el mismo se indica. Una vez obtenido el coeficiente reductor (ρ), según la tabla 20.7.a del mismo artículo, realizamos la reducción que indique según el caso, en el que nos ocupa, compresión. Por tanto,

- Panel 2 y 3

$$\sigma_{crit} = k_a * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{c}\right)^2 = 525.76\text{ MPa}$$
$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{crit}}} = 0.823$$
$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^2} = 0.891 \leq 1$$
$$b_r = \rho * b = 0.846\text{ m}$$
$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{846}{2} = 423\text{ mm}$$

Quedando la sección reducida, según la Figura 70

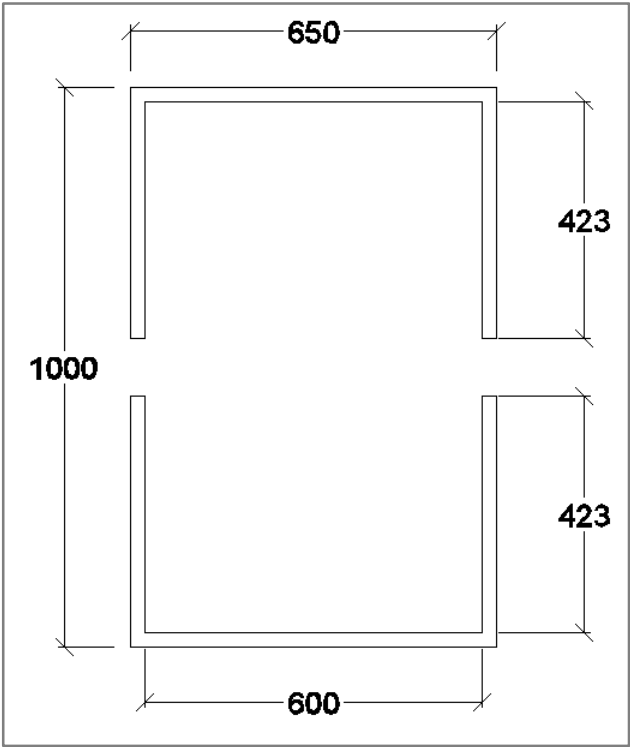


Figura 70. Sección reducida por axil de compresión en arranque de arco (cotas en mm)

Siendo su área eficaz:

$$A_{ef} = 4 * 423 * 25 + 650 * 25 * 2 = \mathbf{0.0748\ m^2}$$

○ *Esfuerzo de flexión en eje 3*

Para el esfuerzo de flexión en eje 3, teniendo en cuenta de nuevo que el coeficient $c = 950\ mm ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{950}{25} = 38$ e ϵ tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 72\epsilon = 58.32$
Clase 2	$\frac{c}{t} < 83\epsilon = 67.23$
Clase 3	$\frac{c}{t} < 124\epsilon = 100.44$
Clase 4	$\frac{c}{t} > 124\epsilon = 100.44$

Y teniendo en cuenta estos límites y que los paneles 1 y 4 pueden estar traccionados o comprimidos según el signo del momento aplicado, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

- *Panel 1:* **Clase 1** comprimido o traccionado (ver apartado anterior)
- *Panel 2:*

$$c = 950\ mm ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{950}{25} = 38 \rightarrow \mathbf{Clase\ 1}$$

- *Panel 3:*

$$c = 950\ mm ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{950}{25} = 38 \rightarrow \mathbf{Clase\ 1}$$

- *Panel 4:* **Clase 1** comprimido o traccionado (ver apartado anterior)

Por tanto, teniendo en cuenta de nuevo que la clase de la sección es la más desfavorable de sus elementos, la clasificamos como clase 3, pudiendo comprobarse por criterios elásticos, sin ser necesaria ninguna reducción.

○ *Esfuerzo de flexión en eje 2*

Para el esfuerzo de flexión en eje 2, teniendo en cuenta de nuevo que el coeficiente ϵ tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez en el caso de paneles flectados para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 72\epsilon = 58.32$
Clase 2	$\frac{c}{t} < 83\epsilon = 67.23$
Clase 3	$\frac{c}{t} < 124\epsilon = 100.44$
Clase 4	$\frac{c}{t} > 124\epsilon = 100.44$

Y teniendo en cuenta estos límites y que en este caso los paneles 2 y 3 pueden estar traccionados o comprimidos según el signo del momento aplicado, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

- *Panel 1:*

$$c = 600\ mm ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{600}{25} = 24 \rightarrow \mathbf{Clase\ 1}$$

- *Panel 2:* a tracción es **clase 1** y en el caso de panel comprimido:

$$c = 950\ mm ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{950}{25} = 38 \rightarrow \mathbf{Clase\ 4}$$

- *Panel 3:* a tracción es **clase 1** y en el caso de panel comprimido:

$$c = 950\ mm ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{950}{25} = 38 \rightarrow \mathbf{Clase\ 4}$$

- *Panel 4:*

$$c = 600\ mm ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{600}{25} = 24 \rightarrow \mathbf{Clase\ 1}$$

Por tanto, teniendo en cuenta de nuevo que la clase de la sección es la más desfavorable de sus elementos, la clasificamos como clase 4, pudiendo comprobarse por criterios elásticos, pero siendo necesaria una reducción de aquellos paneles que lo requieran. En este caso, de nuevo pesar que solamente uno de los dos paneles a reducir (2 y 3) estaría comprimido en el caso de flexión de uno u otro signo, vamos a reducir ambos paneles para quedarnos del lado de la seguridad y simplificar los cálculos, haciendo que no varíen los ejes principales de inercia de la sección. De la reducción realizada para el esfuerzo de compresión tenemos.

$$\rho = 0.891 \leq 1$$
$$b_r = \rho * b = 0.846 \text{ m}$$
$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{846}{2} = 423 \text{ mm}$$

Quedando la sección reducida de la siguiente forma:

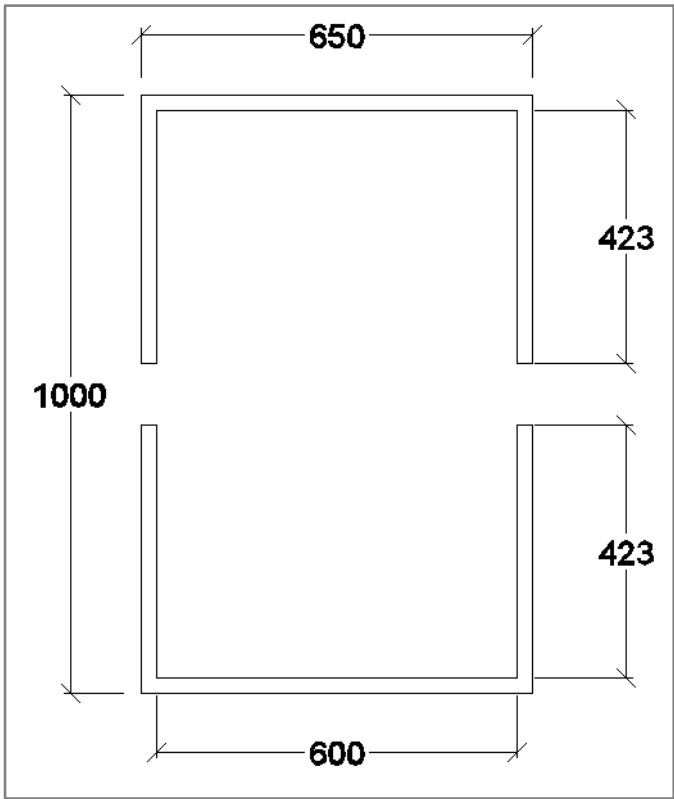


Figura 71. Sección reducida por flector de eje 2 en arranques del arco (cotas en mm)

Siendo su inercia eficaz:

$$I_{2,ef} = 2 * \frac{1}{12} * 0.65^3 * 0.025 + 4 * 0.423 * 0.025 * 0.6375^2 = \mathbf{0.018335 \text{ m}^4}$$
$$W_{2,el,ef} = \frac{0.017763}{\frac{0.62}{2}} = \mathbf{0.056416 \text{ m}^3}$$

7.1.3.2.2. Comprobación resistente a axil y flexión

En el siguiente cuadro se resumen las características mecánicas empleadas en la comprobación:

A	0.0800 m²
A _{eff}	0.0748 m²
W _{el,3}	0.0303 m³
W _{el,3}	0.0303 m³
W _{el,2}	0.0580 m³
W _{el,eff,2}	0.0564 m³

Tabla 26. Resumen características mecánicas empleadas en la comprobación arranques del arco

En cuanto a las comprobaciones a realizar para tener en cuenta la interacción axil y flexión, realizaremos dos comprobaciones principales según sea el axil actuante en la envolvente de esfuerzos de compresión o tracción. Para los flectores, en cualquier caso utilizaremos el modulo resistente eficaz obtenido anteriormente.

Comprobaciones a realizar:

- Axil de compresión:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi * A_{eff}} + \frac{M_3}{\chi_{LT} * W_{3,el,eff}} + \frac{M_2}{W_{2,el,eff}} \leq f_{yd}$$

- Axil de tracción:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_3}{\chi_{LT} * W_{3,el,eff}} + \frac{M_2}{W_{2,el,eff}} \leq f_{yd}$$

Antes de realizar el cálculo, debemos comprobar si es necesaria una reducción de la f_{yk} por el efecto del cortante. Para ello, según el artículo 34.7.3 de la EAE, debemos comprobar que el cortante de diseño de la pieza no exceda la mitad del cortante máximo que resiste.

En primer lugar se procede a la comprobación en las almas (paneles 2 y 3). El cortante máximo que resisten será de:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 4636.0 \text{ kN}$$

El cortante real resistido seria el doble del anterior, ya que hay dos almas, pero en lugar de esto reduciremos el esfuerzo de diseño a la mitad para tener en cuenta también el incremento que provoca el torsor. Según el artículo 34.6 de la EAE, el torsor provoca una reducción del cortante máximo que resiste la pieza igual a:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,ED}}{\frac{1,25 \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{pl,Rd} = 4284.0 \text{ kN}$$
$$\tau_{t,ED} = \frac{\frac{T}{S}}{A_v} = \frac{274.35}{0.950 * 0.025} * 10^{-3} = 18.53 \text{ MPa}$$

El valor de $\tau_{t,ED}$ se obtiene a partir del esfuerzo torsor máximo de la pieza, ya que esta sería la reducción más desfavorable.

El esfuerzo V_{ED} al que está sometido el panel será igual a la mitad del esfuerzo obtenido a partir del cálculo de la estructura, ya que tenemos dos almas. Además, se incrementa este esfuerzo cortante por la acción del torsor. Se suman en valor absoluto suponiendo que el torsor incrementa el cortante, siendo esta la situación más desfavorable.

$$V_{2ED} = \frac{V_{2max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{136.132}{2} + \frac{274.35}{0.650 - 0.025} = 508.66 \text{ kN} < 0,5 * 4284.0 = 2142.0 \text{ kN} \rightarrow$$

→ no es necesaria la reducción

De la misma manera, al haber cortante en dos direcciones, comprobamos las alas (paneles 1 y 4) que por el cortante no se tenga que reducir la resistencia de la pieza a flexión:

$$V_{pl,Rd} = 2928.0 \text{ kN}$$

$$V_{pl,T,Rd} = 2702.3 \text{ kN}$$

$$\tau_{t,ED} = \frac{\frac{T}{S}}{A_v} = \frac{274.35}{\frac{1 - 0.025}{0.600 * 0.025}} * 10^{-3} = 18.80 \text{ MPa}$$

$$V_{3ED} = V_{3ED} = \frac{V_{3max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{107.26}{2} + \frac{274.35}{1 - 0.025} = 350.12 \text{ kN} < 0,5 * 2928.0 = 1351.17 \text{ kN} \rightarrow$$

→ no es necesaria la reducción

Por tanto, como vemos, no es necesario reducir la resistencia a flexión de la pieza por el efecto del cortante y del torsor. En la tabla 27, se resumen las tensiones máximas obtenidas para cada uno de los casos de esfuerzos máximos y concomitantes considerados, así como el aprovechamiento obtenido:

	<i>N</i> (kN)	<i>M2</i> (kNm)	<i>M3</i> (kNm)	<i>Tensión</i> (MPa)	<i>Aprovechamiento</i>
<i>Nmax</i>	-20225.75	-18.02	1614.20	323.99	95.83%
<i>M2 Max</i>	-19216.48	79.18	1522.95	308.57	91.27%
<i>M3 Max</i>	-17279.10	152.63	1578.59	285.81	84.53%

Tabla 27. Aprovechamiento obtenido para los casos más desfavorables en arranque de arcos

7.1.3.2.3. Comprobación resistente a esfuerzo cortante

Los paneles de las alas y de las almas por ser de clase 4 son susceptibles a abollar, por lo tanto debemos comprobar el estado límite por si fuera necesario disponer un mayor número de rigidizadores transversales y/o longitudinales.

En primer lugar, calcularemos la resistencia a cortante del alma (paneles 2 y 3), en la que el cortante a comprobar será el del eje 2 (vertical).

Según el artículo 35.5 de la EAE, en paneles sometidos a cortante se debe comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

$$\text{Para paneles de almas no rigidazadas} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$$

$$\text{Para paneles de almas rigidazadas} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t}$$

Donde para determinar el factor k_t se tienen en cuenta los rigidizadores transversales que se colocan cada vez que se une una viga transversal. Estos rigidizadores son chapas de 20 mm en el caso del arco y están por tanto colocados a una distancia de 2500mm.

$$\text{Por lo tanto: } a/h_w = 2500/950 = 2.63 > 1$$

$$k_t = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tsl} = 5,92$$

El término $k_{tsl} = 0$ ya que no tenemos rigidizadores longitudinales.

En nuestro caso, tenemos $\eta=1,2$ (recomendado por la EAE), y siendo $h_w/t_w = 38$ para las almas (paneles 2 y 3) para las alas, vemos que no es necesario comprobar la sección frente a abolladura, por lo que el cortante resistido no se verá reducido. Así:

$$\text{Para paneles de almas rigidazadas} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} = \frac{31}{1.2} 0.81 \sqrt{5.92} = 50.92$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{355}{\sqrt{3}} * 950 * 25}{1.05} = 4636.0 \text{ kN}$$

El esfuerzo V_{ED} al que está sometido el panel será igual a la mitad del esfuerzo obtenido a partir del cálculo de la estructura, ya que tenemos dos almas. Además, se incrementa este esfuerzo cortante por la acción del torsor. Se suman en valor absoluto suponiendo que el torsor incrementa el cortante, siendo esta la situación más desfavorable.

$$V_{2ED} = \frac{V_{2max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{136.132}{2} + \frac{274.35}{0.650 - 0.025} = 508.66 \text{ kN} < 4636.0 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

Siendo s el brazo entre centros de gravedad de las chapas del alma.

En el caso de las alas (paneles 1 y 4), debemos comprobar atendiendo al cortante en la dirección 3. Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, debemos comprobar si es necesaria la comprobación a abolladura:

$$a/h_w = 2500/600 = 4.167 > 1$$

$$k_t = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau sl} = 5,57$$

Para paneles de almas rigidazadas $\rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} = \frac{31}{1.2} 0.81 \sqrt{5.57} = 49.40$

Por tanto, siendo $\frac{h_w}{t_w} = \frac{600}{25} = 24$ no será necesaria la comprobación a abolladura por cortante, y el cortante resistente no se verá reducido.

La máxima resistencia de la sección viene dada por:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = 2928.0 \text{ kN}$$

$$V_{3ED} = V_{3ED} = \frac{V_{3max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{107.26}{2} + \frac{274.35}{1 - 0.025} = 350.12 \text{ kN} < 2928.0 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

7.1.3.3. Comprobación en sección de centro luz

De nuevo, en primer lugar obtenemos del modelo empleado para el cálculo, los esfuerzos más desfavorables en la sección centro luz. En la tabla 28 se resumen los esfuerzos máximos con sus respectivos concomitantes, en dicha sección. Debido a que en este caso los esfuerzos normales tanto máximos como mínimos son del mismo signo, solo incluimos los de mayor valor absoluto.

	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	COMBINACIÓN
N max	-20854.036	-21.777	-1.322	98.2603	-3.7637	1.3703	ELU2
V2 max	-20086.299	275.693	43.812	28.9793	-93.2126	-619.2985	ELU16
V3 max	-19664.152	227.619	44.173	27.5274	40.5778	119.106	ELU15
T Max	-18918.149	-21.53	-2.000	148.6463	-5.6936	2.073	ELU4
M2 Max	-18172.569	269.331	34.465	42.9581	-120.4254	-742.4789	ELU18
M3 Max	-18172.569	269.331	34.465	42.9581	-120.4254	-742.4789	ELU18

Tabla 28. Esfuerzos máximos, mínimos y concomitantes en la sección arranques del arco.

7.1.3.3.1. Definición y clasificación de la sección.

La sección del arco en centro luz es de nuevo una sección armada en cajón cerrado de acero, por lo que deberemos en primer lugar clasificar la sección y realizar las comprobaciones de agotamiento de la sección mediante criterios elásticos o plásticos, según corresponda.

La clasificación de las secciones se llevará a cabo mediante la tabla 20.3.a, del artículo 20.3 de la EAE, que establece las esbelteces máximas para cada clase de los paneles comprimidos y flectados. Y al igual que en el epígrafe 6.1.1, dividiremos la sección en 5 paneles, para facilitar la clasificación de la sección para cada uno de los esfuerzos que solicitan la sección. La numeración empleada para cada panel se resume en la Figura 72, así como las dimensiones del cajón.

En el caso de la sección de centro luz, debido a que no es una sección simétrica respecto a los ejes considerados, y la los esfuerzos obtenidos de flexión no son los de referidos a los ejes principales de la sección, realizaremos del lado de la seguridad a nivel de proyecto básico únicamente la reducción de la sección por compresión. En apartados anteriores puede observarse como esta reducción es la más desfavorable, ya que es la que mayor área de la misma reduce.

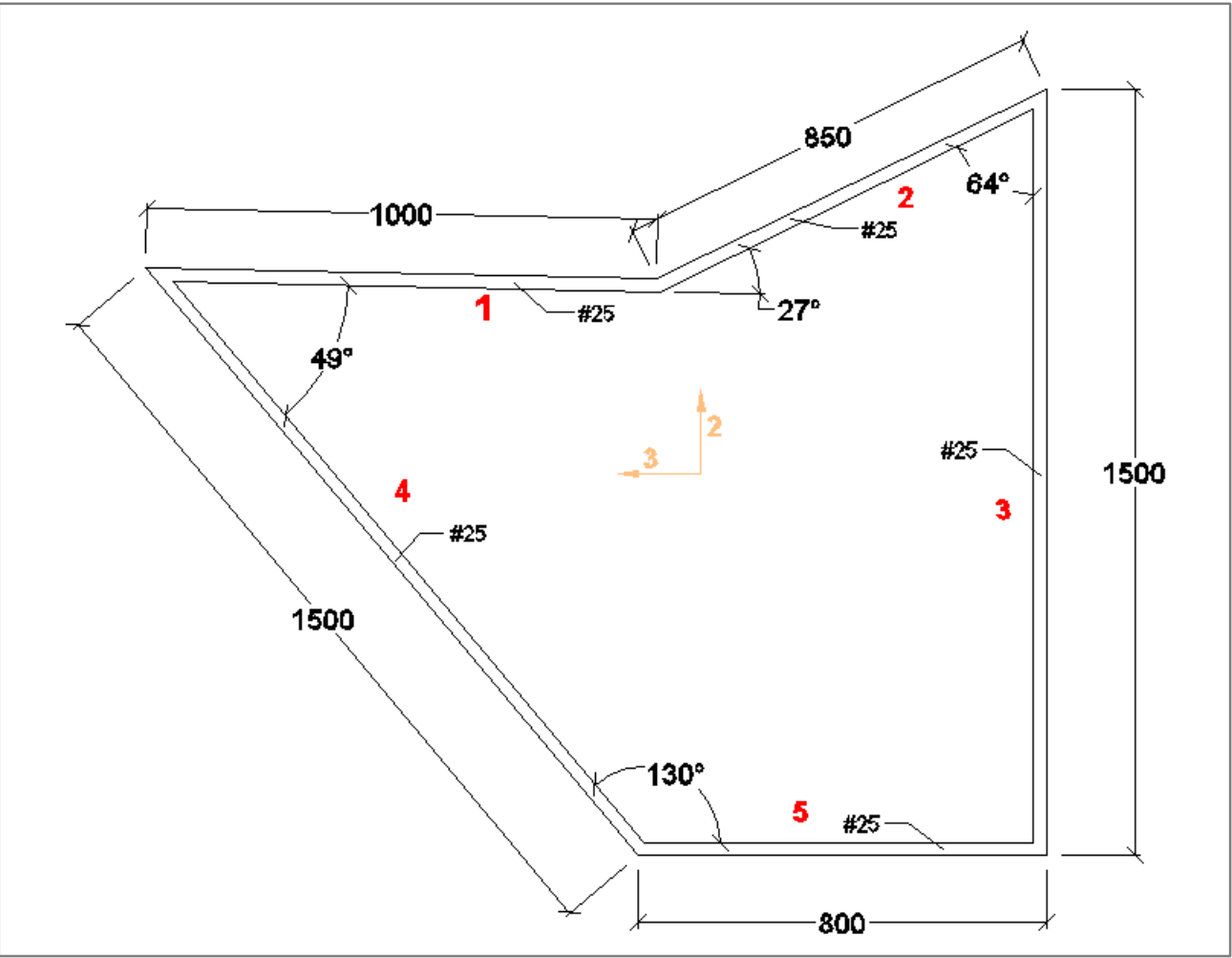


Figura 72. Dimensiones cajón centro luz de arcos (Cotas en mm)

○ *Esfuerzo de compresión*

Para el esfuerzo de compresión, teniendo en cuenta que el coeficiente ϵ tiene un valor de 0.81 para acero de $f_{yd}=355\text{MPa}$, los límites de esbeltez de los paneles comprimidos para cada una de las clases es la siguiente:

Clase 1	$\frac{c}{t} < 33\epsilon = 26.73$
Clase 2	$\frac{c}{t} < 38\epsilon = 30.78$
Clase 3	$\frac{c}{t} < 42\epsilon = 34.02$
Clase 4	$\frac{c}{t} > 42\epsilon = 34.02$

Y teniendo en cuenta estos límites, la clasificación de cada uno de los paneles que componen la sección es la siguiente:

• *Panel 1:*

$c = 951\text{ mm} ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{951}{25} = 24 \rightarrow \textbf{Clase 4}$

• *Panel 2:*

$c = 816.1\text{ mm} ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{816.1}{25} = 32.65 \rightarrow \textbf{Clase 3}$

• *Panel 3:*

$c = 1435\text{ mm} ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{1435}{25} = 57.4 \rightarrow \textbf{Clase 4}$

• *Panel 4:*

$c = 1433\text{ mm} ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{1433}{25} = 57.3 \rightarrow \textbf{Clase 4}$

• *Panel 5:*

$c = 763.3\text{ mm} ; t = 25 ; \frac{c}{t} = \frac{763.3}{25} = 30.53 \rightarrow \textbf{Clase 2}$

Por tanto, la sección es de Clase 4, la más desfavorable, y será necesario reducir los paneles 1, 3 y 4 para obtener el área eficaz de la sección. Dicha reducción, la realizamos según el artículo 20.7 de la EAE, y según la formulación que en el mismo se indica. Una vez obtenido el coeficiente reductor (ρ), según la tabla 20.7.a del mismo artículo, realizamos la reducción que indique según el caso, en el que nos ocupa, compresión. Por tanto,

• *Panel 1:*

$$\sigma_{crit} = k_a * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{c}\right)^2 = 524.66\text{ MPa}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{crit}}} = 0.8223$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^2} = 0.891 \leq 1$$

$$b_r = \rho * b = 0.84734\text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{847.34\text{mm}}{2} = 424\text{ mm}$$

• *Panel 3:*

$$\sigma_{crit} = k_a * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{c}\right)^2 = 230.42\text{ MPa}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{crit}}} = 1.2412$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^2} = 0.663 \leq 1$$

$$b_r = \rho * b = 0.9514\text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{951.4\text{mm}}{2} = 476\text{ mm}$$

• *Panel 4:*

$$\sigma_{crit} = k_a * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{t}{c}\right)^2 = 231.07\text{ MPa}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{crit}}} = 1.240$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^2} = 0.663 \leq 1$$

$$b_r = \rho * b = 0.9501\text{ m}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{950.1\text{mm}}{2} = 475\text{ mm}$$

Quedando la sección reducida, según la Figura 73:

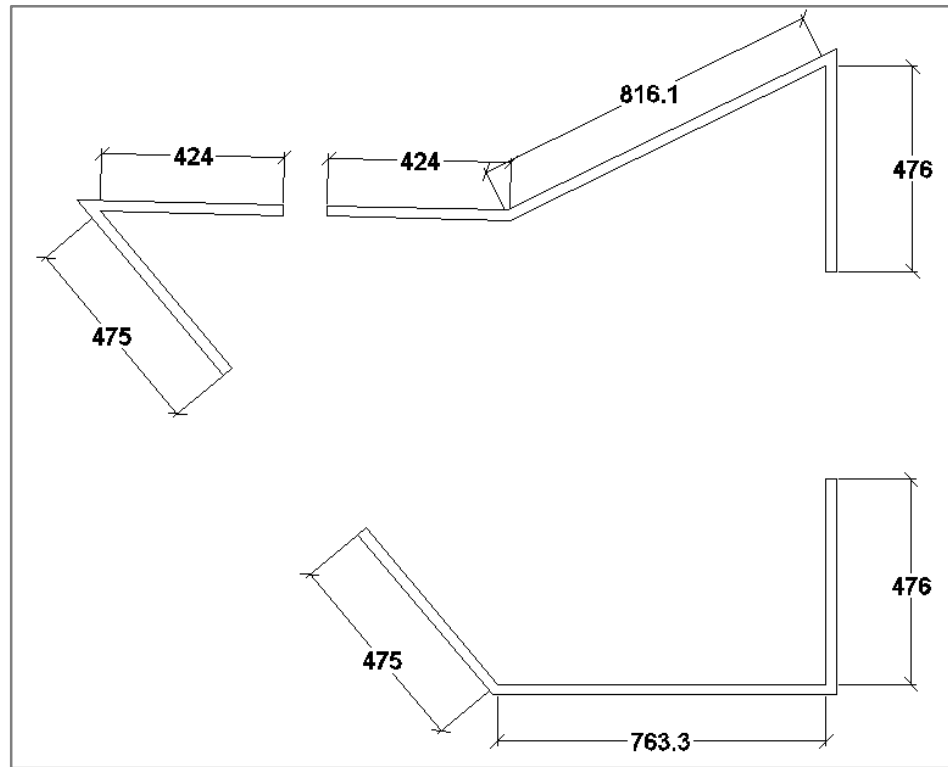


Figura 73. Sección reducida por axil de compresión en centro luz de arco (cotas en mm)

Siendo sus características eficaces con respecto a los ejes mencionados anteriormente:

$$A_{ef} = 0.1113.52 \text{ m}^2$$

$$I_{2,ef} = 0.031005 \text{ m}^4$$

$$I_{3,ef} = 0.0364 \text{ m}^4$$

$$I_{23,ef} = 5.562 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

7.1.3.3.2. Comprobación resistente a axil y flexión

Antes de realizar el cálculo, debemos comprobar si es necesaria una reducción de la f_{yk} por el efecto del cortante. Para ello, según el artículo 34.7.3 de la EAE, debemos comprobar que el cortante de diseño de la pieza no exceda la mitad del cortante máximo que resiste. A efectos de proyecto básico, realizaremos la simplificación de que los paneles 1,2 y 5 resisten el cortante horizontal en la dirección 3 y los paneles 3 y 4 resisten el cortante vertical en la dirección 2.

En primer lugar se procede a la comprobación de los paneles 3 y 4. El cortante máximo que resiste el menor de ellos será de:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 6993.02 \text{ kN}$$

El cortante real resistido sería el doble del anterior, ya que hay dos almas, pero en lugar de esto reduciremos el esfuerzo de diseño a la mitad para tener en cuenta también el incremento que provoca el torsor. Según el artículo 34.6 de la EAE, el torsor provoca una reducción del cortante máximo que resiste la pieza igual a:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,ED}}{\frac{1,25 \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{pl,Rd} = 6874.1 \text{ kN}$$

$$\tau_{t,ED} = \frac{T}{A_v} = \frac{148.65}{1.433 * 0.025} * 10^{-3} = 4.15 \text{ MPa}$$

El valor de $\tau_{t,ED}$ se obtiene a partir del esfuerzo torsor máximo de la pieza, ya que esta sería la reducción más desfavorable.

El esfuerzo V_{ED} al que está sometido el panel será igual a la mitad del esfuerzo obtenido a partir del cálculo de la estructura, ya que tenemos dos almas. Además, se incrementa este esfuerzo cortante por la acción del torsor. Se suman en valor absoluto suponiendo que el torsor incrementa el cortante, siendo esta la situación más desfavorable.

$$V_{2ED} = \frac{V_{2max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{286.35}{2} + \frac{148.65}{1.2} = 286.35 \text{ kN} < 0,5 * 6874.1 = 3437.05 \text{ kN} \rightarrow$$

→ no es necesaria la reducción

Por otro lado, comprobamos de forma similar los paneles 1, 2 y 5, que por el cortante no sea necesario reducir la resistencia de la pieza a flexión. Analizamos el panel 5 ya que es el de menor área de cortante:

$$V_{pl,Rd} = 3726.4 \text{ kN}$$

$$V_{pl,T,Rd} = 3607.44 \text{ kN}$$

$$\tau_{t,ED} = \frac{T}{A_v} = \frac{148.65}{0.7636 * 0.025} * 10^{-3} = 7.79 \text{ MPa}$$

$$V_{3ED} = V_{3ED} = \frac{V_{3max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{44.173}{2} + \frac{148.65}{1} = 170.74 \text{ kN} < 0,5 * 3607.44 = 1803.72 \text{ kN} \rightarrow$$

→ no es necesaria la reducción

Por tanto, como vemos, no es necesario reducir la resistencia a flexión de la pieza por el efecto del cortante y del torsor.

En cuanto a las comprobaciones a realizar para tener en cuenta la interacción axil y flexión, realizaremos esta vez la comprobación de axil de compresión, ya que como es lógico no se producen axiles de tracción en el arco. La comprobación deberemos realizarla en ejes no principales de inercia, debiendo comprobar cada uno de los 4 vértices que forman la sección. Para la comprobación de axil se utilizara el área eficaz y para los flectores, en cualquier caso utilizaremos el modulo resistente eficaz obtenido anteriormente.

Comprobaciones a realizar:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi * A_{eff}} - Z * \frac{M_3 * I_{23,ef} + M_2 * I_{3,ef}}{I_{3,ef} * I_{2,ef} - I_{23,ef}^2} - Y * \frac{M_2 * I_{23,ef} + M_3 * I_{2,ef}}{I_{3,ef} * I_{2,ef} - I_{23,ef}^2} \leq f_{yd}$$

Donde se ha considerado como Z la coordenada del punto en el eje 3 y como Y la coordenada en el eje 2. En la Figura 74 pueden verse los puntos estudiados, correspondiente con los 4 vertices y en la Tabla 30 se resumen las tensiones máximas obtenidas para cada uno de los casos de esfuerzos máximos y concomitantes considerados, así como el aprovechamiento obtenido, en cada uno de dichos puntos. Destacar que la tensión se expresa en negativo por ser de compresión, al contrario de las comprobaciones anteriores donde se obtenía su valor en valor absoluto.

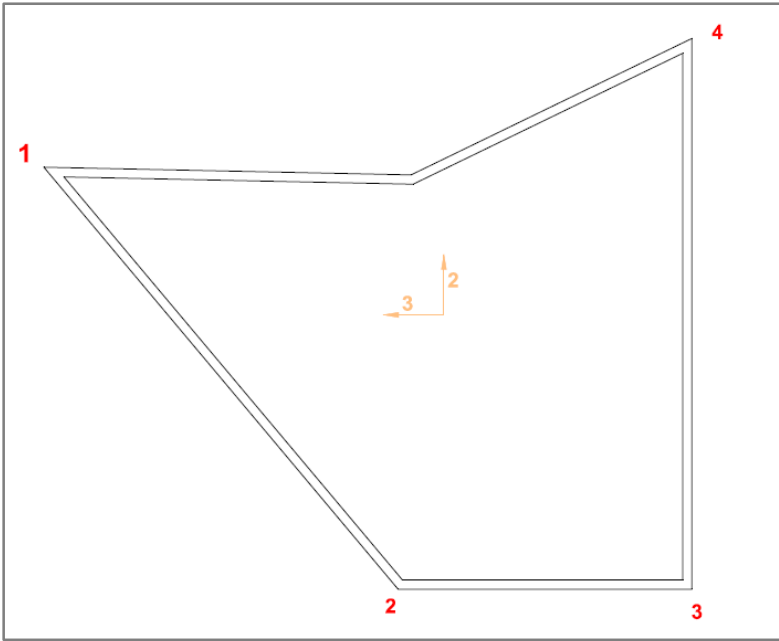


Figura 74. Puntos a comprobar en la sección centro luz del arco y ejes empleados.

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Combinación
Nmax	-20854.036	-3.7637	1.3703	Combinación 1
M2 Max/M3 Max	-18172.569	-120.4254	-742.4789	Combinación 2

Tabla 29. Combinaciones consideradas en centro luz para esfuerzos más desfavorables en flexión

Vértice	Coordenada Z(eje 3)	Coordenada Y (eje 2)	Tensión (MPa)	Aprovechamiento	Tensión (Mpa)	Aprovechamiento
1	1.089 m	0.402 m	-187.27	55.39%	-105.94	31.33%
2	0.125 m	-0.747 m	-187.08	55.33%	-262.50	77.64%
3	-0.675 m	-0.747 m	-187.17	55.36%	-265.15	78.42%
4	-0.675 m	0.753 m	-187.54	55.47%	-64.92	19.20%
			Combinación 1		Combinación 2	

Tabla 30. Resultados obtenidos para los 4 puntos estudiados.

7.1.3.3.3. Comprobación resistente a esfuerzo cortante

Los paneles son susceptibles a abollar, por lo tanto debemos comprobar el estado límite por si fuera necesario disponer un mayor número de rigidizadores transversales y/o longitudinales.

En primer lugar, calcularemos la resistencia a cortante del alma 3 y 4, en la que el cortante a comprobar será el del eje 2 (vertical).

Según el artículo 35.5 de la EAE, en paneles sometidos a cortante se debe comprobar la resistencia a la abolladura cuando su esbeltez sea tal que:

Para paneles de almas no rigidazadas $\rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$

Para paneles de almas rigidazadas $\rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t}$

Donde para determinar el factor k_t se tienen en cuenta los rigidizadores transversales que se son chapas de 25 mm en el caso del arco y están colocados a una distancia de 2500mm.

Por lo tanto: $a/h_w = 2500/1433 = 1.75 > 1$

$k_t = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{tsl} = 6.65$

El término $k_{tsl} = 0$ ya que no tenemos rigidizadores longitudinales.

En nuestro caso, tenemos $\eta=1,2$ (recomendado por la EAE), y siendo $h_w/t_w = 57.3$ para los paneles 3 y 4, tenemos:

Para paneles de almas rigidazadas $\rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} = \frac{31}{1.2} 0.81 \sqrt{6.65} = 53.97$

Como vemos, en este caso es necesario comprobar la sección frente a abolladura, por lo que el cortante resistido se verá reducido. Así:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = 2318,97 kN$$

Dónde $V_{bw,Rd}$ y $V_{bf,Rd}$ son, respectivamente, la contribución de las almas y de las alas frente al esfuerzo cortante. La contribución de las alas no la tendremos en cuenta quedando así del lado de la seguridad, y la contribución del alma viene dada por la siguiente expresión:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}}$$

Dónde el factor reductor por abolladura χ_w viene dado por:

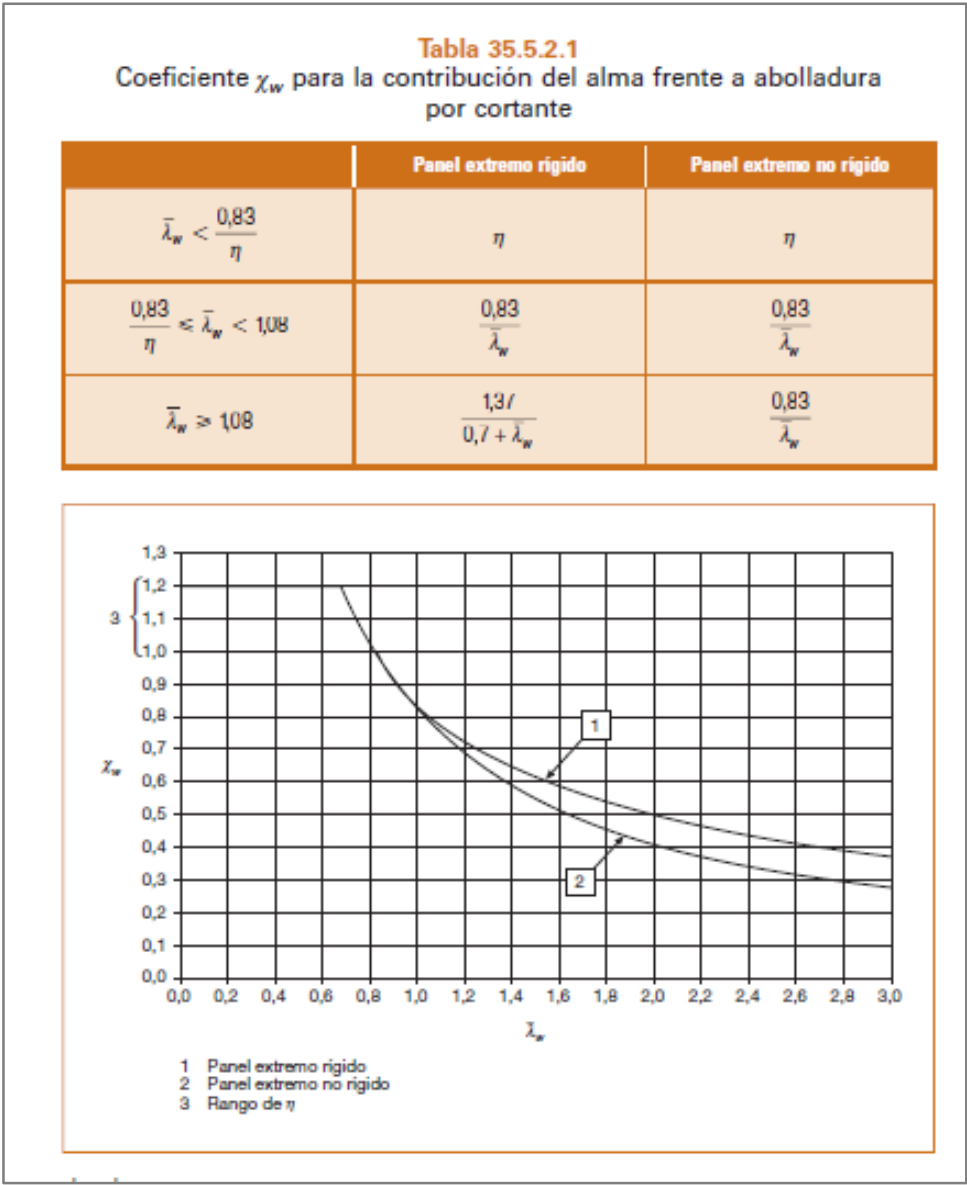


Figura 75. Tabla 35.5.2.1 de la EAE

Utilizaremos la curva 2 debido a que hay puntos intermedios que no tienen extremo rígido, quedándonos del lado de la seguridad. Así, obtenemos el parámetro λ_w :

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}} = 0,73$$

Dónde $\tau_{cr} = k_t \sigma_E$:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 = 57.76 MPa$$

Entrando en la tabla con el valor de $\lambda_w = 0,61$ se obtiene un $\chi_w = 1$. Por lo tanto:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = 6993.02 kN$$

El esfuerzo V_{ED} al que está sometido el panel será igual a la mitad del esfuerzo obtenido a partir del cálculo de la estructura, ya que tenemos dos almas. Además, se incrementa este esfuerzo cortante por la acción del torsor. Se suman en valor absoluto suponiendo que el torsor incrementa el cortante, siendo esta la situación más desfavorable.

$$V_{2ED} = \frac{V_{2max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{286.35}{2} + \frac{148.65}{1.2} = 286.35 kN < 6993.02 kN \rightarrow \text{cumple}$$

Siendo s el brazo entre centros de gravedad de las chapas del alma.

Para los paneles 1, 2 y 5 realizaremos la misma comprobación que en el caso anterior, reduciendo del lado de la seguridad la resistencia para los paneles mayores y comprobando para los menores.

$$\text{Para paneles de almas rigidazadas} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t}$$

Donde para determinar el factor k_t se tienen en cuenta los rigidizadores transversales que son chapas de 25 mm en el caso del arco y están colocados a una distancia de 2500mm.

Por lo tanto: $a/h_w = 2500/763.6 = 3.274 > 1$

$$k_t = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tsl} = 5.71$$

El término $k_{tsl} = 0$ ya que no tenemos rigidizadores longitudinales.

En nuestro caso, tenemos $\eta=1,2$ (recomendado por la EAE), y siendo para el mayor panel (panel 1) $h_w/t_w = 38.04$ para los paneles 1,2 y 5, tenemos:

$$\text{Para paneles de almas rigidazadas} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} = \frac{31}{1.2} 0.81 \sqrt{6.65} = 50.02$$

Como vemos, en este caso no es necesario comprobar la sección frente a abolladura, por lo que el cortante resistido no se verá reducido. Así, para el panel 5, el de menor área de cortante:

$$V_{pl,Rd} = \frac{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = 3726.4$$

El esfuerzo V_{ED} al que está sometido el panel será:

$$V_{3ED} = \frac{V_{3max}}{2} + \frac{T}{s} = \frac{44.173}{2} + \frac{148.65}{1} = 170.74 \text{ kN} < 3726.4 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

Siendo s el brazo entre centros de gravedad de las chapas del alma.

7.1.4. Vigas transversales (Vigas de piso)

Para la comprobación de resistencia de las vigas de piso obtenemos los esfuerzos máximos en la sección central, sección con las vigas longitudinales más separadas y por tanto donde presentan una longitud mayor. Analizando los resultados obtenidos del programa SAP2000 podemos ver que los esfuerzos en esta sección son significativamente más desfavorables que en el resto de vigas de piso. Al igual que en los epígrafes anteriores, comprobaremos la resistencia de estas vigas en las secciones críticas de las mismas, es decir, empotramientos con vigas longitudinales y centro luz. Por ello, las secciones a comprobar serán: empotramiento de la viga transversal en voladizo con la viga longitudinal de pasarela, empotramientos de la viga del hueco, empotramiento de la viga transversal con la viga longitudinal de calzada y, por último, centro luz de la viga trasnversal

7.1.4.1. Sección empotramiento vigas transversales en voladizo

De nuevo, en primer lugar obtenemos del modelo empleado para el cálculo, los esfuerzos más desfavorables en la sección de estudio. En este caso, el momento de eje débil, el torsor y el cortante en la dirección horizontal son despreciables, y a su vez, el momento de eje fuerte máximo se produce para la misma combinación que el axil de compresión. Por tanto, solo tenemos dos combinaciones de estudio, las cuales pueden verse en la Tabla 31.

	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	COMBINACIÓN
N max M3 Max	-1213.1	-41.732	-0.124	0.0012	0.0554	209.78	ELU48
V2 max	-1096.5	-123.261	-0.16	0.0012	-0.2194	1.8147	ELU50

Tabla 31. Esfuerzos máximos y concomitantes en vigas transversales de voladizo

7.1.4.1.1. Definición y clasificación de la sección:

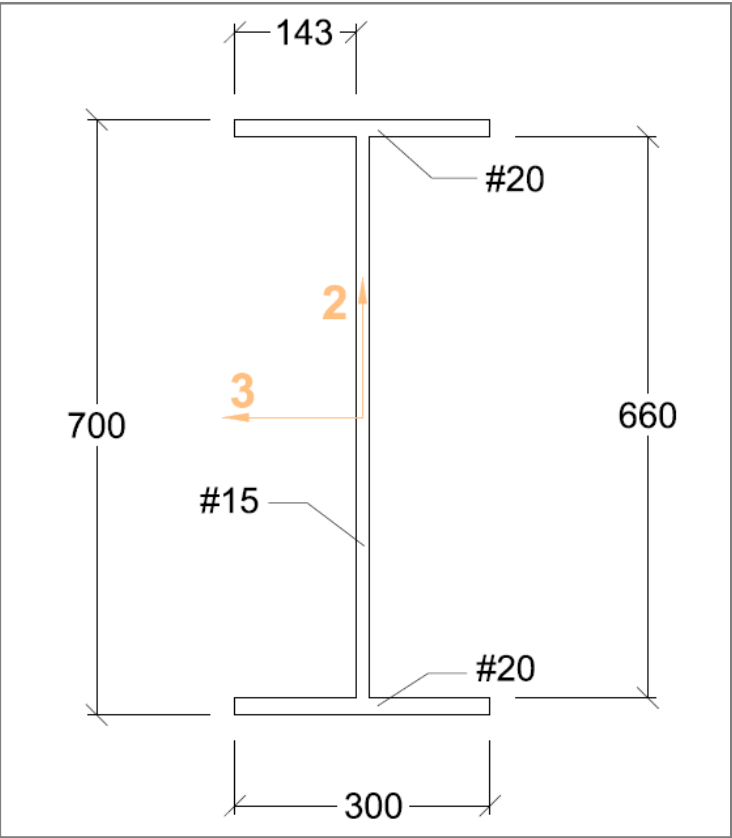


Figura 76. Sección vigas de piso en empotramiento de voladizos (cotas en mm).

En cuanto a la clasificación de la sección, según el artículo 20.3 de la EAE cuyos límites han sido expuestos en los epígrafes anteriores, es la siguiente:

- Almas:

$$\text{compresión} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 > 42\varepsilon \rightarrow \text{Clase 4}$$

$$\text{flexión eje 3} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{660}{15} = 44 < 72\varepsilon \rightarrow \text{Clase 1}$$

- Alas:

$$\text{compresión} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{142,5}{20} = 7.125 < 9\varepsilon \rightarrow \text{Clase 1}$$

No estudiamos la flexión en las alas, debido a que como hemos visto la compresión es el caso de clasificación de secciones más desfavorable, para el que ya obtenemos clase 1. Por tanto, en el caso de flexión de eje 3, la sección es clasificada como clase 1, mientras que para compresión, la sección es clase 4 y debemos reducir el alma.

La reducción del área del alma se realiza de nuevo según el artículo 20.7 de la EAE:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 Et^2}{12(1 - \nu^2)b^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 15^2}{12 * (1 - 0.3^2) * 660^2} = 98.04 \text{ MPa}$$

$$k_\sigma = 4$$

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_E = 392.16 \text{ MPa}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{355}{392.16}} = 0.9515$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p} = 0.81$$

$$b_r = \rho * b = 0.8433 * 660 = 535 \text{ mm}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{535}{2} = 267.5 \text{ mm}$$

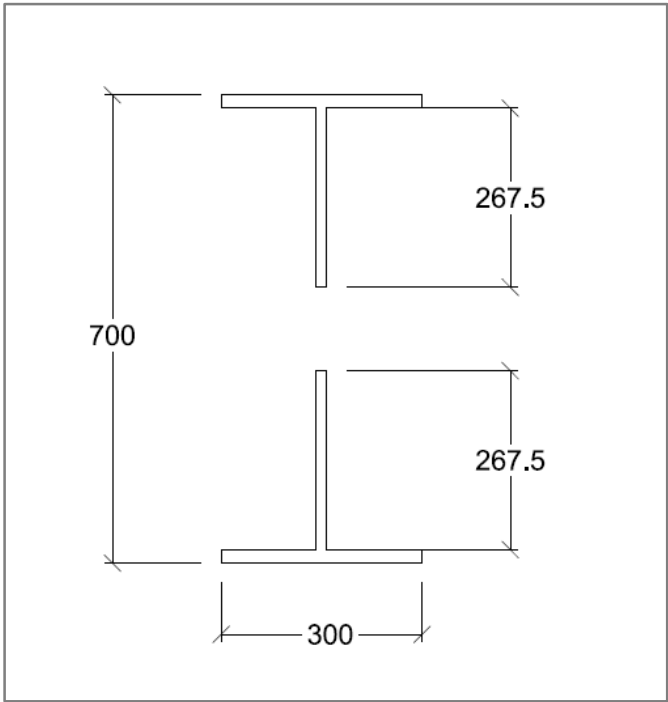


Figura 77. Sección reducida en vigas transversales de voladizo.

Así, para el esfuerzo de compresión tenemos un área eficaz:

$$A_{eff} = 557 * 15 + 2 * 300 * 20 = 20025 \text{ mm}^2$$

7.1.4.1.2. Inestabilidad por pandeo

- Pandeo por compresión

En este tramo de la viga de piso, debido a la coacción de la losa, no es posible que se produzca pandeo en el eje débil, ya que esta se une mediante conectadores al ala superior y evita la posible salida de su plano. En cuanto al pandeo respecto al eje fuerte, además de que la viga en si tiene un elevado valor de la inercia, deberíamos contar también que la losa la coacciona.

Por todo esto se puede afirmar que no será necesario analizar el posible pandeo por axil.

- Pandeo lateral por flexión

De la misma forma que se ha expresado anteriormente, la losa coacciona el movimiento de la pieza evitándose así el posible caso de pandeo lateral.

7.1.4.1.3. Comprobación resistente a axil y flexión

En el siguiente cuadro se resumen las características mecánicas empleadas en la comprobación:

A	0.0219 m²
A _{eff}	0.020025 m²
W _{el,3}	4.99*10 ⁻³ m⁴
W _{el,2}	6.01*10 ⁻⁴ m⁴

Tabla 32. Resumen características mecánicas empleadas en la comprobación vigas transversales del voladizo

En primer lugar es necesario comprobar si el cortante máximo de diseño es superior a la mitad del cortante último de la pieza, para si fuera ese el caso, reducir el límite elástico de la sección como se expone en el artículo 34.7.3 de la EAE.

Realizando el mismo procedimiento expuesto en epígrafes anteriores y teniendo en cuenta que, en este caso, a diferencia de las vigas longitudinales, la torsión es despreciable, por lo que no se reduce la resistencia máxima a cortante de la pieza:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 1932.5 \text{ kN}$$

$$V_{2,max} = 123.261 \text{ kN} < 0.5V_{pl,Rd} \rightarrow \text{no es necesaria la reducción}$$

Por último, el esfuerzo predominante referido a solicitaciones normales de estas vigas es el de compresión, produciéndose los máximos flectores concomitantes con el máximo valor de compresión para la misma combinación. Por ello, la comprobación a realizar es la siguiente:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A_{eff}} + \frac{M_3}{W_{3,el}} + \frac{M_2}{W_{2,el}} \leq f_{yd}$$

Con la cual para el caso de carga más desfavorable se obtiene un aprovechamiento de:

<i>N</i> (kN)	<i>M2</i> (kNm)	<i>M3</i> (kNm)	<i>Tensión</i> (MPa)	<i>Aprovechamiento</i>
-1213.073	-0.193	209.78	69.68	20.61%

Tabla 33. Aprovechamiento obtenido para los casos más desfavorables en vigas transversales de voladizo.

7.1.4.1.4. Comprobación resistente a esfuerzo cortante

Por tratarse el alma de un panel de clase 4 es posible que se produzca el fenómeno de abolladura del alma por cortante, por ello, debemos comprobar si es necesario reducir su resistencia según lo expuesto en el artículo 35.5 de la EAE:

Para paneles de almas no rigidazadas $\rightarrow \frac{h_w}{t_w} = 44 < \frac{72}{\eta} \varepsilon = 48.6$

Siendo $\eta = 1.2$ según se recomienda en el mismo artículo. Como vemos, no es necesaria la reducción de resistencia por abolladura. Por lo tanto, la resistencia máxima a cortante será:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 1932.5 kN > V_{2,max} = 123.261 kN \rightarrow \text{cumple}$$

7.1.4.2. Sección empotramiento vigas transversales de hueco

De nuevo, en primer lugar obtenemos del modelo empleado para el cálculo, los esfuerzos más desfavorables en la sección de estudio. En este caso, como en el epígrafe anterior, el momento de eje débil, el torsor y el cortante en la dirección horizontal son despreciables. Por tanto, tenemos tres combinaciones de estudio, las cuales pueden verse en la Tabla 34.

	<i>N (kN)</i>	<i>V2 (kN)</i>	<i>V3 (kN)</i>	<i>T (kNm)</i>	<i>M2 (kNm)</i>	<i>M3 (kNm)</i>	<i>COMBINACIÓN</i>
<i>N max</i>	-112.924	213.128	-3.876	-0.0117	5.7955	-1262.8049	ELU44
<i>M3 Max</i>	-45.635	225.189	0.261	-0.0054	-0.4672	-1327.1702	ELU13
<i>V2 max</i>	-45.935	225.259	0.094	-0.0055	-0.2177	-1326.8956	ELU20

Tabla 34. Esfuerzos máximos y concomitantes en vigas transversales de hueco.

7.1.4.2.1. Definición y clasificación de la sección

La sección de la viga de hueco es de sección constante, con la misma geometría que la sección de empotramiento de las vigas transversles de voladizo. Por ello, la clasificación y reducción de la sección es la misma del Epígrafe 7.1.4.1. y las geometría de la sección puede verse en la 79.

La sección es de clase 4 para esfuerzos de compresión, mientras que es clasificada como clase 1 para esfuerzos de flexión. Así, para esfuerzos de compresión:

$$A_{eff} = 557 * 15 + 2 * 300 * 20 = 20025 mm^2$$

7.1.4.2.2. Inestabilidad por pandeo

- Pandeo por compresión

En el caso de las vigas de hueco, no aparece el efecto estabilizador que proporciona la losa de hormigón, por lo tanto es necesario tener en cuenta la posible inestabilidad de pandeo por compresión.

Para ello, procediendo según el artículo 35.1 de la EAE, operando sobre el eje de menor inercia, eje 3. La longitud de pandeo se estima entre $\beta=0.5$, que sería el caso de una barra biempotrada, y $\beta=1$, caso de barra biarticulada. Para quedar del lado de la seguridad, el coeficiente β lo aproximamos más al caso más desfavorable, que sería el de biarticulada, con un valor de 0.8. Así:

$$L_p = 0.8 * 3 = 2.4 m$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_2}{l_p^2} = 32456.6 kN$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{eff} * f_{yk}}{P_{cr}}} = 0.47 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0.8613$$

- Pandeo lateral por flexión

Del mismo modo que con el pandeo por axil, en este caso puede producirse inestabilidad por flexión de eje fuerte, y se comprobará según el artículo 35.2 de la EAE. Así, obtenemos el momento crítico de la pieza:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LT,V}^2 + M_{LT,W}^2} = 11303.89 kN * m$$

Dónde:

$$M_{LT,V} = \frac{\pi}{L_p} \sqrt{E * G * J * I_2} = 2442.9 kN * m$$

$$M_{LT,W} = \left(\frac{\pi}{L_p} \right)^2 * E * \sqrt{I_2 * I_W} = 11036.77 kN * m$$

Con:

$$I_W = I_2 * \frac{h^2}{4} = 1.043 * 10^{13} m^6$$

El mayor momento en el eje 3 en valor absoluto tiene un valor de:

$$M_{3MAX} = 1327,17 kN * m < 0.16 * M_{cr}$$

Por lo que según la EAE, por ser inferior a $0.16M_{cr}$ puede omitirse la comprobación frente a pandeo lateral.

7.1.4.2.3. Comprobación resistente a axil y flexión

En el siguiente cuadro se resumen las características mecánicas empleadas en la comprobación:

A	0.0219 m²
A _{eff}	0.020025 m²
W _{el,3}	4.99*10 ⁻³ m ⁴
W _{el,2}	6.01*10 ⁻⁴ m ⁴

Tabla 35. Resumen características mecánicas empleadas en la comprobación vigas transversales de hueco

En primer lugar es necesario comprobar si el cortante máximo de diseño es superior a la mitad del cortante último de la pieza, para si fuera ese el caso, reducir el límite elástico de la sección como se expone en el artículo 34.7.3 de la EAE. Al igual que en el caso de los voladizos, el cortante en el eje 3 es despreciable frente al área de las alas, por eso se omite la comprobación. Además, de la misma forma que en el vano comprobado anteriormente, se desprecia el posible efecto de la torsión.

Al ser la misma sección que en el epígrafe anterior, la resistencia máxima a cortante de la pieza es:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 1932.5kN$$

Y el cortante de diseño máximo de la pieza en el eje 2 es de:

$$V_{2MAX} = 225.259\text{ kN} < 0.5V_{pl,Rd} \rightarrow \text{no es necesaria la reducción}$$

Con todo ello, la comprobación a realizar es la siguiente:

	N	M2	M3	Tensión	Aprovechamiento
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	
Nmax	-112.924	5.7955	-1262.8	269.2	79.62%
M3max	-45.635	-0.4672	-1327.17	269.33	79.66%

Tabla 36. Aprovechamiento obtenido para los casos más desfavorables en vigas transversales de hueco.

7.1.4.2.4. Comprobación resistente a esfuerzo cortante

Por tratarse de la misma pieza que la viga del voladizo, según la comprobación del epígrafe 7.1.4.1.4, la pieza no se produce abolladura por cortante, ya que la esbeltez de la pieza está dentro del límite, por tanto:

$$V_{2MAX} = 225.259\text{ kN} < V_{pl,Rd} = 1932.5\text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

7.1.4.3. Sección empotramiento vigas transversales de calzada

En primer lugar obtenemos del modelo empleado para el cálculo, los esfuerzos más desfavorables en la sección de estudio. En este caso, como en el epígrafe anterior, el momento de eje débil, el torsor y el cortante en la dirección horizontal son despreciables. Por tanto, tenemos tres combinaciones de estudio, las cuales pueden verse en la Tabla 37.

	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	COMBINACIÓN
N max	-2426.127	-185.807	-1.006	0.0109	-1.5133	-286.4609	ELU44
M3 Max	-1742.549	-522.419	0.805	-0.01	1.1553	-652.3737	ELU39
V2 max	-1446.903	-578.184	-0.776	0.0084	-1.1167	-551.085	ELU20

Tabla 37. Esfuerzos máximos y concomitantes en vigas transversales de calzada en sección de empotramiento.

7.1.4.3.1. Definición y clasificación de la sección:

La sección en empotramiento de la viga transversal bajo calzada es la misma que la de hueco y por tanto la misma que la de empotramiento de la viga transversal de voladizo. Por ello, de nuevo, la clasificación y reducción de la sección es la misma del 7.1.4.1. y la geometría de la sección puede verse en la Figura 76.

La sección es de clase 4 para esfuerzos de compresión, mientras que es clasificada como clase 1 para esfuerzos de flexión. Así, para esfuerzos de compresión:

$$A_{eff} = 557 * 15 + 2 * 300 * 20 = 20025\text{ mm}^2$$

7.1.4.3.2. Inestabilidad por pandeo

- Pandeo por compresión

Por el mismo motivo explicado en el epígrafe 7.1.4.1.2, se desprecia el pandeo por axil de la viga por el efecto colaborador de la losa.

- Pandeo lateral por flexión

De igual manera, se desprecia la posible inestabilidad de pandeo lateral de la viga.

7.1.4.3.3. Comprobación resistente a axil y flexión

En el siguiente cuadro se resumen las características mecánicas empleadas en la comprobación:

A	0.0219 m²
A _{eff}	0.020025 m²
W _{el,3}	4.99*10 ⁻³ m ⁴
W _{el,2}	6.01*10 ⁻⁴ m ⁴

Tabla 38. Resumen características mecánicas empleadas en la comprobación vigas transversales de hueco

Siguiendo el mismo procedimiento que en los epígrafes anteriores, comparamos el cortante máximo de diseño con el cortante que resiste la pieza por si fuera necesaria una reducción de la resistencia a flexión de la misma:

$V_{2MAX} = 578.184\text{ kN} < 0.5V_{pl,Rd} \rightarrow \text{no es necesaria la reducción}$

Despreciamos la torsión y el cortante en el eje 3 por su reducido valor.

Por lo anterior, comprobación a realizar es la siguiente:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A_{eff}} + \frac{M_3}{W_{3,el}} + \frac{M_2}{W_{2,el}} \leq f_{yd}$$

Con la cual para el caso de carga más desfavorable se obtiene un aprovechamiento de:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Tensión (MPa)	Aprovechamiento
Nmin	-2426.13	-1.513	-286.46	179.1	53.55%
M3 min	-1742.55	1.155	-652.37	218.24	64.97%

Tabla 39. Aprovechamiento obtenido para los casos más desfavorables en vigas transversales bajo calzada en sección de empotramiento.

7.1.4.3.4. Comprobación resistente a esfuerzo cortante

El cortante de diseño de la pieza, como se ha visto en el punto anterior, no supera el 50% de la resistencia de la misma, sabiendo ya que no es necesario reducir la misma por la posible abolladura como se ha comprobado anteriormente. Por tanto, se puede afirmar que la pieza **cumple** a esfuerzo cortante.

7.1.4.4. Sección centro luz vigas transversales de calzada

En primer lugar obtenemos del modelo empleado para el cálculo, los esfuerzos más desfavorables en la sección de estudio. En este caso, como en el epígrafe anterior, el momento de eje débil, el torsor y el cortante en la dirección horizontal son despreciables. Por tanto, tenemos tres combinaciones de estudio, las cuales pueden verse en la Tabla 40.

	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	COMBINACIÓN
N max	-1979.397	-75.361	0.011	-0.000311	0.0854	271.4809	ELU44
M3 Max	-522.162	-216.813	0.035	-0.000841	-0.0971	1021.2059	ELU31
V2 max	-522.162	-216.813	0.035	-0.0008408	-0.0971	1021.2059	ELU44

Tabla 40. Esfuerzos máximos y concomitantes en vigas transversales de calzada en sección centro luz.

7.1.4.4.1. Definición y clasificación de la sección

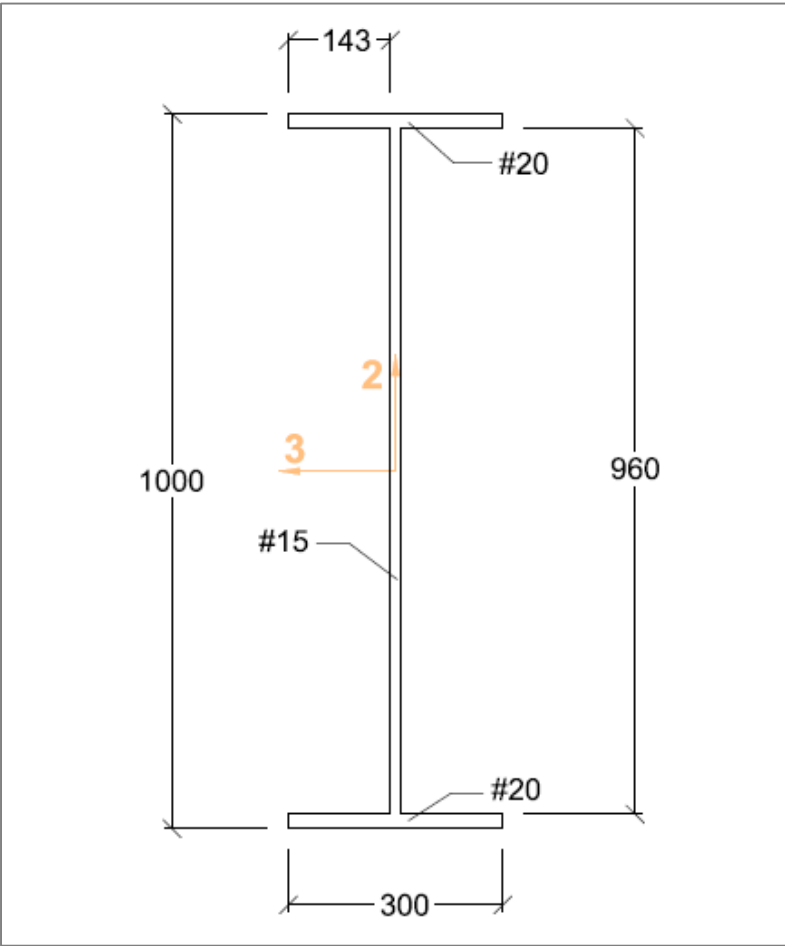


Figura 78. Sección vigas de piso de calzada en centro luz (cotas en mm).

En cuanto a la clasificación de la sección, según el artículo 20.3 de la EAE cuyos límites han sido expuestos en los epígrafes anteriores, es la siguiente:

- Almas:

$$\text{compresión} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{960}{15} = 64 > 42\varepsilon \rightarrow \text{Clase 4}$$

$$\text{flexión eje 3} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{960}{15} = 64 < 83\varepsilon \rightarrow \text{Clase 2}$$

- Alas:

$$\text{compresión} \rightarrow \frac{c}{t} = \frac{142,5}{20} = 7.125 < 9\varepsilon \rightarrow \text{Clase 1}$$

No estudiamos la flexión en las alas, debido a que como hemos visto la compresión es el caso de clasificación de secciones más desfavorable, para el que ya obtenemos clase 1. Por tanto, en el caso de flexión de eje 3, la sección es clasificada como clase 2, mientras que para compresión, la sección es clase 4 y debemos reducir el alma.

A continuación se reduce el área del alma a un área eficaz por tratarse de una sección de clase 4. Siguiendo el mismo proceso que en secciones anteriores de clase 4, expuesto en el artículo 20.7 de la EAE, se obtiene:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 Et^2}{12(1 - \nu^2)b^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 15^2}{12 * (1 - 0.3^2) * 960^2} = 46.34 \text{ MPa}$$

$$k_\sigma = 4 \rightarrow \text{Tabla 20.7a}$$

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_E = 185.35 \text{ MPa}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{355}{185.35}} = 1.384$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^2} = 0.608$$

$$b_r = \rho * b = 0.608 * 960 = 584 \text{ mm}$$

$$b_{r1} = b_{r2} = \frac{584}{2} = 292 \text{ mm}$$

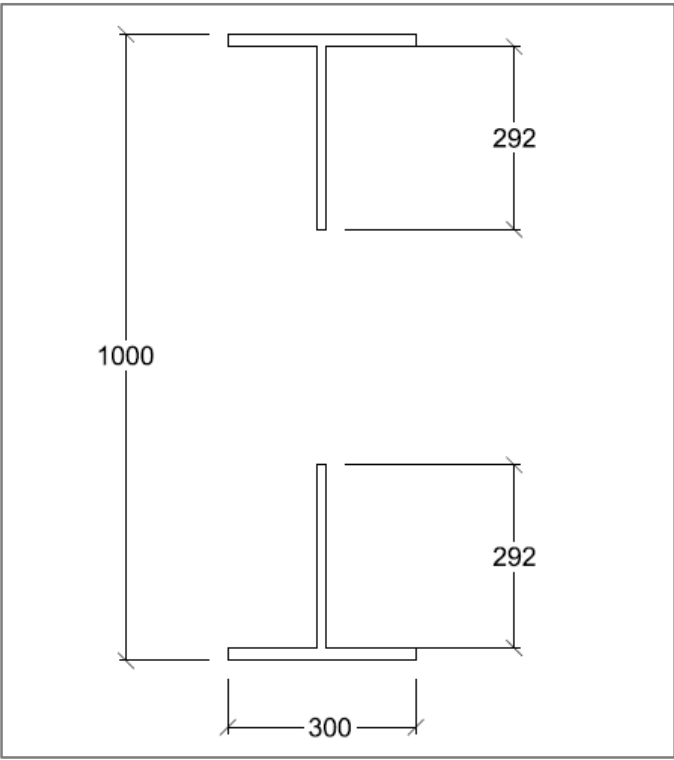


Figura 79. Sección reducida en vigas transversales de voladizo.

Así, para el esfuerzo de compresión tenemos un área eficaz:

$$A_{eff} = 584 * 15 + 2 * 300 * 20 = 20760 \text{ mm}^2$$

7.1.4.4.2. Inestabilidad por pandeo

- Pandeo por compresión

Por el mismo motivo explicado en el epígrafe 7.1.4.1.2, se desprecia el pandeo por axil de la viga por el efecto colaborador de la losa.

- Pandeo lateral por flexión

De igual manera, se desprecia la posible inestabilidad de pandeo lateral de la viga.

7.1.4.4.3. Comprobación resistente a axil y flexión

En el siguiente cuadro se resumen las características mecánicas empleadas en la comprobación:

A	0.0264 m²
A _{eff}	0.02076 m²
W _{el,3}	7.98*10 ⁻³ m⁴
W _{el,2}	6,01*10 ⁻⁴ m⁴

Tabla 41. Resumen características mecánicas empleadas en la comprobación vigas transversales en centro luz de la calzada

Siguiendo el mismo procedimiento que en los epígrafes anteriores, comparamos el cortante máximo de diseño con el cortante que resiste la pieza por si fuera necesaria una reducción de la resistencia a flexión de la misma:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 2810.87 \text{ kN}$$

$$V_{2MAX} = 216.813 \text{ kN} < 0.5V_{pl,Rd} \rightarrow \text{no es necesaria la reducción}$$

Despreciamos la torsión y el cortante en el eje 3 por su reducido valor.

Por lo anterior, comprobación a realizar es la siguiente:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A_{eff}} + \frac{M_3}{W_{3,el}} + \frac{M_2}{W_{2,el}} \leq f_{yd}$$

Con la cual para el caso de carga más desfavorable se obtiene un aprovechamiento de:

	N (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Tensión (MPa)	Aprovechamiento
Nmin	-1979.4	0.085	271.48	296.12	87.59%
M3 min	-522.16	-0.097	1021.21	197.31	58.36%

Tabla 42. Aprovechamiento obtenido para los casos más desfavorables en vigas transversales bajo calzada en sección centro luz.

7.1.4.4.4. Comprobación resistente a esfuerzo cortante

Por tratarse el alma de un panel de clase 4 es posible que se produzca el fenómeno de abolladura del alma por cortante, por ello, debemos comprobar si es necesario reducir su resistencia según lo expuesto en el artículo 35.5 de la EAE:

Para paneles de almas no rigidazadas $\rightarrow \frac{h_w}{t_w} = 64 < \frac{72}{\eta} \varepsilon = 48.6$

Siendo $\eta = 1.2$ según se recomienda en el mismo artículo.

Como vemos, es necesaria la reducción del alma debido a la posible abolladura por cortante. Según el artículo 35.5.2 de la EAE:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = 3373.044 kN$$

Dónde $V_{bw,Rd}$ y $V_{bf,Rd}$ son, respectivamente, la contribución de las almas y de las alas frente al esfuerzo cortante. La contribución de las alas no se tendrá en cuenta quedando así del lado de la seguridad. La contribución del alma, coincidente por tanto con la resistencia a esfuerzo cortante de la sección, viene dada por la siguiente expresión:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}}$$

Dónde realizando el procedimiento descrito en el epígrafe 7.1.3.4., obtenemos el coeficiente reductor de la resistencia a esfuerzo cortante:

$$\lambda_w = \frac{h_w}{86.4 * t_w * \varepsilon} = 0.9145$$

$$\chi_w = \frac{0.83}{\lambda_w} = 0.901$$

Por lo tanto la resistencia a cortante del alma será de:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \cdot h_w t_w}{\gamma_{M1}} = 2532.59 kN$$

$$V_{2MAX} = 216.813 \text{ kN} < V_{b,Rd} = 2532.59 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

7.1.5. Péndolas

En el presente apartado, comprobamos la resistencia de los dos tipos de péndolas presentes en el sistema primario del puente. Ambos tipos de péndolas, flexibles y rígidas, son elementos sometidos principalmente a tracción y que, por tanto, no serán susceptibles de sufrir el fenómeno de inestabilidad por axil. Además, pese a apreciarse flectores de valor significativo en las péndolas rígidas, por tratarse de una sección en cajón se omite también la comprobación frente a inestabilidad por flexión de eje fuerte o pandeo lateral.

7.1.5.1. Péndolas flexibles

Las péndolas flexibles son elementos que trabajan a axil de tracción, por tanto, siendo los demás esfuerzos despreciables, tendremos una combinación de estudio, que puede verse en la Tabla 43.

	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	COMBINACIÓN
N max	167.71	-0.047	0	-0.0028	0	0	ELU26

Tabla 43. Esfuerzos máximos y concomitantes en péndolas flexibles.

7.1.5.1.1. Definición y clasificación de la sección

Las péndolas flexibles se tratan de barras Macalloy M30 o similar de sección circular con 28 mm de diámetro. Por tratarse de elementos sometidos a tracción la sección queda definida como de CLASE 1

7.1.5.1.2. Comprobación resistente a axil y flexión

La comprobación a realizar será simplemente a axil por los motivos expuestos anteriormente. Así,

$$N_{ED} = 167.71$$

$$A = 6.158 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \leq f_{yd} = 450 \text{ MPa}$$

Lo que proporciona un aprovechamiento de:

	N (kN)	Tensión (MPa)	Aprovechamiento
Nmax	167.71	272.34	63.55%

Tabla 44. Aprovechamiento obtenido para las péndolas flexibles. .

7.1.5.2. Péndolas rígidas

Los esfuerzos máximos a los que se encuentran sometidas las péndolas rígidas pueden verse en la Tabla 45.

	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	COMBINACIÓN
N max	2159.171	-16.243	42.191	-13.5211	-101.8933	25.9683	ELU2
V2 max	1222.014	-878.993	-494.134	50.2886	-300.3023	-778.5148	ELU40
V3 max	1170.591	470.948	848.742	-42.7937	751.1418	284.9435	ELU23
T Max	524.937	-3.541	67.092	59.7965	290.2893	9.5569	ELU26
M2 Max	1587.821	393.541	813.289	-40.3139	793.3212	310.4829	ELU39
M3 Max	1222.014	-878.993	-494.134	50.2886	-300.3023	-778.5148	ELU40

Tabla 45. Esfuerzos máximos y concomitantes en péndolas rígidas

7.1.5.2.1. Definición y clasificación de la sección

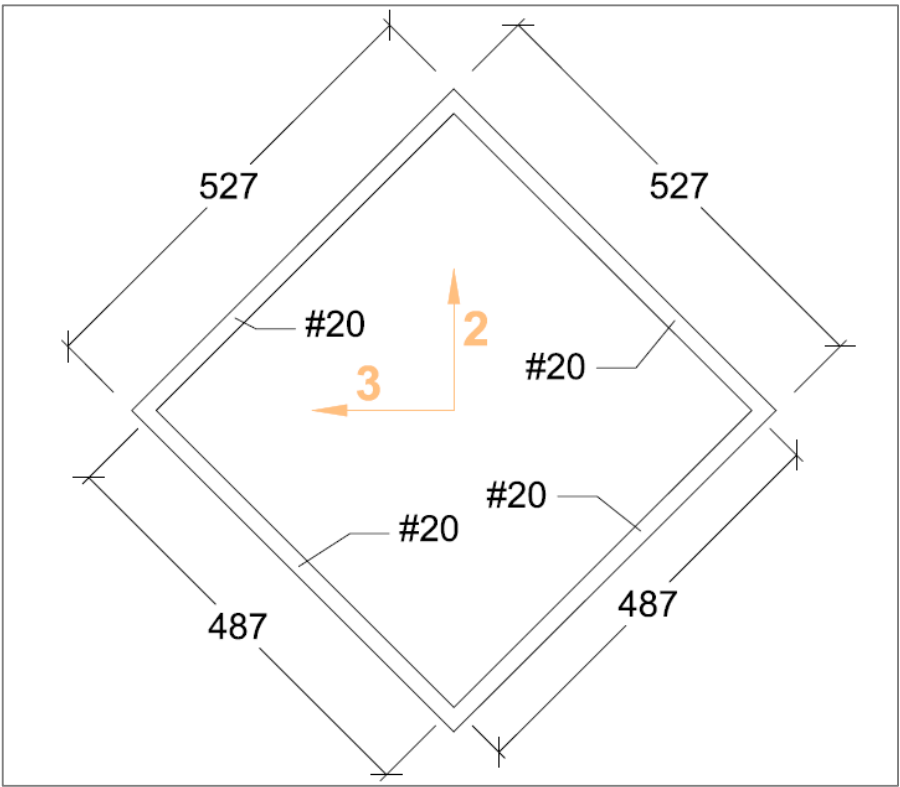


Figura 80. Sección mayor de las péndolas rígidas, péndola centro luz (cotas en mm).

Las secciones de las péndolas rígidas son variables en todas ellas, comenzando con una misma sección en su encuentro con la viga longitudinal de la calzada, para finalizar en su sección máxima en el punto de encuentro con el arco. Por tanto, debido a que esta variación siempre es lineal y del mismo valor, la sección más grande de todas ellas será la sección de encuentro con el arco en la péndola de mayor longitud, la de centro luz del puente. Por ello, teniendo en cuenta que este sería el caso más desfavorable, se clasifica esta sección, ya que el resto de secciones tendrán seguro una clase igual o inferior a esta.

Por lo expuesto anteriormente, clasificamos la chapa para el caso extremo de compresión pura, caso que no se producirá a que trabajan únicamente a axiles de tracción, pero como hemos dicho en epígrafes anteriores, se trata del caso más desfavorable de clasificación y reducción de la sección:

compresión pura $\rightarrow \frac{c}{t} = \frac{487}{20} = 24.35 > 33\epsilon \rightarrow \text{Clase 1}$

Por tanto todas las secciones de las péndolas quedan definidas de clase 1.

7.1.5.2.2. Comprobación resistente a axil y flexión

Para esta comprobación se analizan los esfuerzos en todas las péndolas, obteniéndose los valores máximos de los mismos siempre en los puntos de unión con la viga longitudinal, dónde la sección tiene menor tamaño. Se estudia por tanto la resistencia en esta sección.

Las características resistentes de esta sección son las siguientes:

A	0.0301 m²
W _{pl,3}	4,015*10 ⁻³ m⁴
W _{pl,2}	4,015*10 ⁻⁴ m⁴

Tabla 46. Resumen características mecánicas empleadas en la comprobación de las péndolas.

En primer lugar, se analiza si fuera necesaria una reducción de la resistencia a flexión por el efecto del cortante, según el artículo 34.7 de la EAE.

Para analizar el efecto de incremento de cortante por el torsor más fácilmente, los cortantes de cálculo se descomponen en ejes paralelos a las alas y almas de la pieza. Por tanto, el área resistente a cortante de cada una de las chapas reducida por el efecto del torsor viene dada por la expresión (artículo 34.6 de la EAE):

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,ED}}{f_y/\sqrt{3}} \right] * V_{pl,Rd} = 1258.7 \text{ kN}$$

Con la tensión tangencial provocada por el torsor máximo de:

$$\tau_{t,ED} = 18.72 \text{ MPa}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{356.6 * 20 * 355/\sqrt{3}}{1.05} = 1392.16 \text{ kN}$$

Una vez realizado el cambio de ejes para los cortantes, el cortante máximo de diseño obtenido para una de las chapas es de:

$$V_{MAX} = 619 \text{ kN} < 0.5V_{pl,T,Rd} \rightarrow \text{no es necesaria la reducción}$$

Por tanto, la comprobación a realizar es la siguiente:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_3}{W_{3,pl}} + \frac{M_2}{W_{2,pl}} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A_{eff}} + \frac{M_3}{W_{3,el}} + \frac{M_2}{W_{2,el}} \leq f_{yd}$$

Con la cual para el caso de carga más desfavorable se obtiene un aprovechamiento de:

	<i>N</i> (kN)	<i>M2</i> (kNm)	<i>M3</i> (kNm)	<i>Tensión</i> (MPa)	<i>Aprovechamiento</i>
<i>Nmax</i>	2133.42	249.5	-123.65	163.82	48.45%
<i>M2 Max</i>	1587.82	793.32	310.48	327.67	96.92%
<i>M3 Max</i>	1222.01	300.30	-778.51	309.29	91.48%

Tabla 47. Aprovechamiento obtenido para los casos más desfavorables en vigas transversales de voladizo.

7.1.5.2.3. Comprobación resistente a esfuerzo cortante

Por tratarse de un panel de CLASE 1 no es susceptible a sufrir abolladura por esfuerzo cortante, por lo tanto su resistencia será, como se ha comprobado anteriormente:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,ED}}{f_y/\sqrt{3}} \right] * V_{pl,Rd} = 1258.7 \text{ kN}$$

De esta forma se comprueba que:

$$V_{MAX} = 619 \text{ kN} < V_{pl,T,Rd} \rightarrow \text{cumple}$$

7.1.6. Losa

7.1.6.1. Simplificaciones y limitaciones del cálculo

Para realizar las comprobaciones resistentes de la losa, tendremos en cuenta algunas simplificaciones que a nivel de proyecto básico nos permiten obtener un orden de magnitud de las cuantías de armado necesarias, siendo conscientes de que en el proyecto de construcción se debe realizar un estudio del elemento placa y de las regiones D más preciso.

En primer lugar, se considerará la losa formada por vigas de hormigón de un metro de ancho tanto en su dirección longitudinal como transversal, obteniéndoselas cuantías de armado en *cm²/m* de losa. Esta suposición se realizará también para la losa de las pasarelas que pese a su forma curva, se supone recta para realizar los cálculos de armado correspondientes.

En segundo lugar, debido a la forma que se realiza el modelo, la losa solo queda unida a la estructura metálica en puntos aislados, estando realmente apoyada y unida mediante conectadores a las vigas de piso y longitudinales. Por tanto y siendo conscientes de esta limitación del modelo, los esfuerzos extremos producidos en puntos de

contacto con la viga longitudinal no se emplearán para el cálculo de armados, ya que además en las zonas de contacto con las péndolas se produce una región D que debe estudiarse con detalle. Por esto, los esfuerzos máximos a partir de los cuales se calculan las cuantías de armado necesarias se obtienen de la zona central de las placas modelizadas en el programa SAP2000.

Además de esta limitación del modelo nos encontramos con que el mismo no reproduce bien los efectos producidos por el cortante, ya que las fuerzas puntuales han sido dispuestas en el modelo sobre los nudos de las vigas y no sobre posición exacta sobre la losa. Por ello, el efecto del cortante se estudiará con un modelo a parte al finalizar el cálculo por flexión y axil.

Por último, la losa se dividirá en dos zonas diferentes tanto para el armado de la calzada como para el de la pasarela, debido a que los esfuerzos varían según la zona del puente en la que se calculen. Esta división pretende optimizar las cuantías de armado a lo largo de la losa en función de las necesidades de la misma. En la siguiente figura se pueden ver la limitación de cada una de las zonas, explicándose el motivo de esta división a continuación:

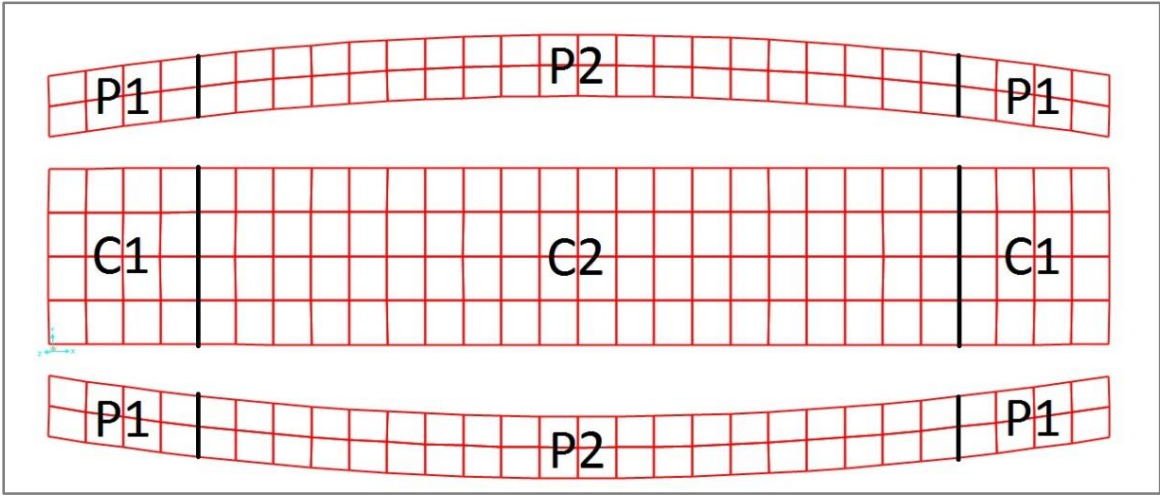


Figura 81. División en zonas de la losa estructural para su armado.

Esta división resulta de estudiar los diferentes modelos de distribución de esfuerzos en la losa para todas las combinaciones de carga. Las zonas de extremo tendrían una longitud de 10 metros, equivalente en el modelo a 4 placas, mientras que la zona central tendría una longitud de 50 metros. La elevada longitud del tramo central se debe a que en el modelo el carro solo ha sido modelizado en la posición de centro luz y cerca de los apoyos, por lo que realmente se puede desplazar, y por lo tanto las fuerzas y flectores que se generan en centro-luz y en los apoyos podrían aparecer con el mismo orden de magnitud en cualquier punto de la losa, siempre dentro de la limitación de los carriles virtuales. Como se puede ver en la Figura 82 es oportuno realizar una división zonal como la que se propone debido a la variación en todos los casos de la fuerza en sentido longitudinal (F11).

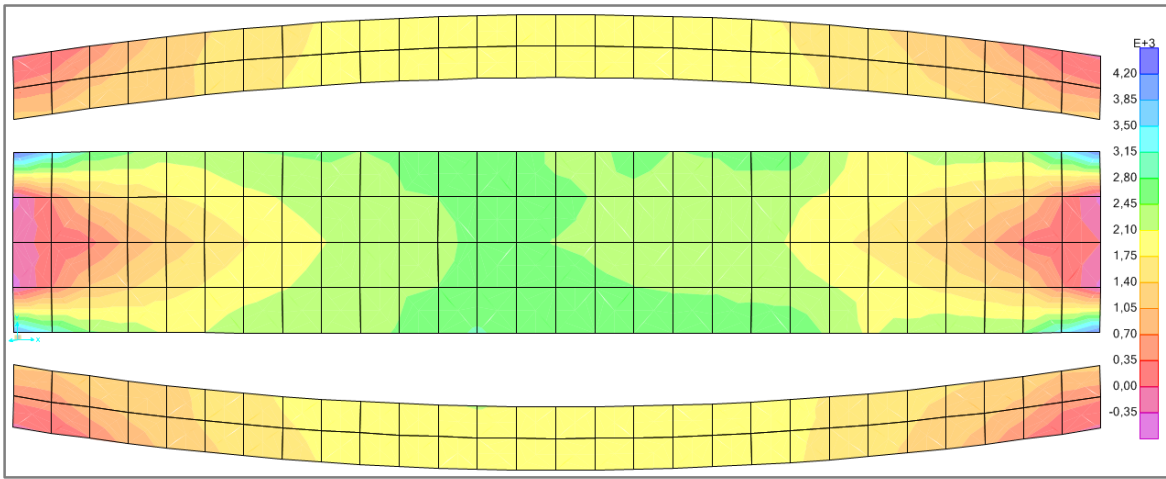


Figura 82. Mapa de esfuerzos para axil longitudinal en losa.

Las fuerzas y flectores en el resto de direcciones son más bien uniformes, por eso solo se realiza la división mencionada.

Respecto a las secciones sobre las que se trabaja, en el caso de la dirección transversal del puente, la sección será un rectángulo de un metro de ancho y altura la misma que tiene realmente la losa sin contar en canto de las grecas, resultando esta sección más desfavorable. Sin embargo en la dirección longitudinal, se debe tener en cuenta la colaboración del hormigón que queda dentro de las grecas. Por ello, la sección que se emplea en esta dirección tendrá forma de T, siendo la parte inferior de la misma de una altura igual a la greca y un ancho equivalente para que el área de hormigón sea la misma que en la sección real:

$$b' = \frac{A_{GRECAS}}{h_{GRECAS}} = \frac{27000}{60} = 450\text{ mm}$$

En la siguiente figura se resumen las secciones de cálculo:

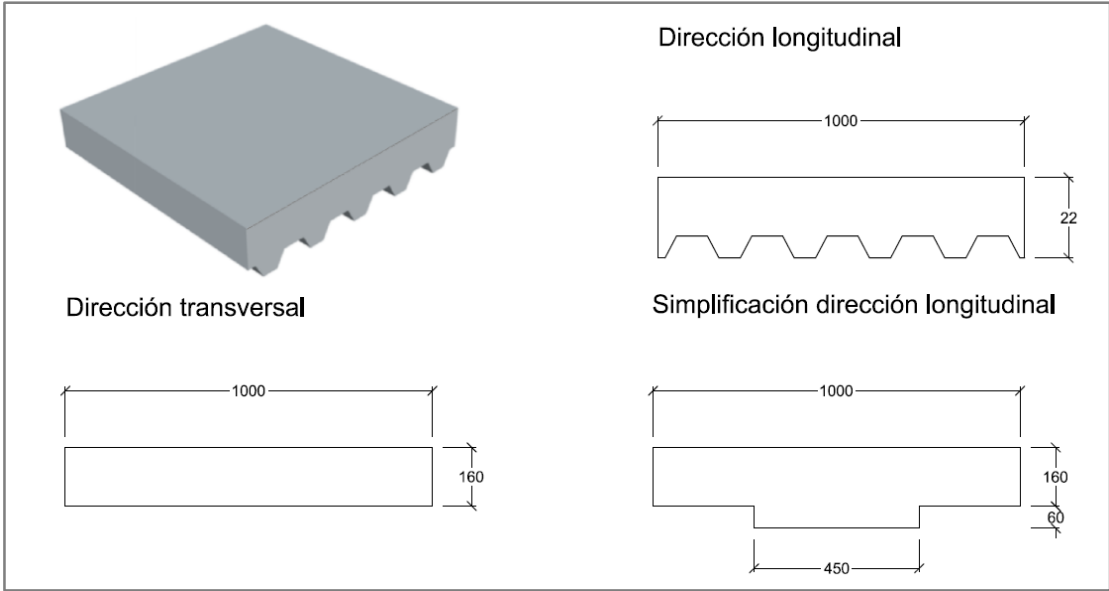


Figura 83. Secciones consideradas en la comprobación de la losa.

7.1.6.2. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones normales

Para evaluar la cuantía de armado necesaria para resistir esfuerzos de axil y de flexión en cada eje en primer lugar se obtienen los esfuerzos máximos de diseño en los puntos requeridos, teniendo en cuenta lo explicado anteriormente. Estos quedan recogidos en la siguiente tabla:

ZONA C1	SECCIÓN LONGINTUDINAL		SECCIÓN TRANSVESAL	
	F11max	1780 KN	F22max	1009 KN
	F11min	-361 KN	F22min	-370 KN
	M22max	1 mKN	M11max	-5 mKN
	M22min	-21 mKN	M11min	-32 mKN

Tabla 48. Esfuerzos de diseño en zona C1.

ZONA C2	SECCIÓN LONGINTUDINAL		SECCIÓN TRANSVESAL	
	F11max	2585 KN	F22max	954 KN
	F11min	802 KN	F22min	-288 KN
	M22max	7 mKN	M11max	24 mKN
	M22min	-48 mKN	M11min	-71 mKN

Tabla 49. Esfuerzos de diseño en zona C2.

ZONA P1	SECCIÓN LONGINTUDINAL		SECCIÓN TRANSVESAL	
	F11max	1753 KN	F22max	821.35 KN
	F11min	-81 KN	F22min	109.48 KN
	M22max	6,86 MKN	M11max	6,3 MKN
	M22min	-36 MKN	M11min	-36,2 MKN

Tabla 50. Esfuerzos de diseño en zona P1.

ZONA P2	SECCIÓN LONGINTUDINAL		SECCIÓN TRANSVESAL	
	F11max	2179 KN	F22max	541 KN
	F11min	925 KN	F22min	211,7 KN
	M22max	9 MKN	M11max	6 MKN
	M22min	-40 MKN	M11min	-28 MKN

Tabla 51. Esfuerzos de diseño en zona P2.

Operando según lo expuesto en el epígrafe 6.1.2.1., mediante la aplicación informática “Calc_Flex”, desarrollada por la Unidad Docente de Hormigón de la Universtat Politècnica de València, evaluando los esfuerzos máximos combinados del modo más desfavorable, se calcula la armadura de cálculo necesaria y los mínimos de armado de la misma forma que en el epígrafe 6.1.5.2, pero teniendo en cuenta los mínimos impuestos para losas, siendo el más restrictivo el mínimo por control de fisuración (calculado según el artículo 7.3.2. del Eurocódigo 2).

En la siguiente tabla se resumen los valores de armado definitivo a disponer en la dirección longitudinal, descontando en la armadura inferior la aportación de la chapa grecada (13.63 cm²) y empleando redondos de 20 mm de diámetro:

Zona	Armadura cálculo			Armadura mínima		Redondos a disponer (por metro)	
	A sup	A inf	Ainf chapa	A sup	A inf	A sup	A inf
C1	19.74	21.2	13.63	11.5	11.5	7 ϕ20	3 ϕ20*
C2	34.96	27.7	13.63	11.5	11.5	12 ϕ20	5 ϕ20
P1	23.32	18.2	13.63	11.5	11.5	8 ϕ20	2 ϕ20*
P2	28.9	23.4	13.63	11.5	11.5	10 ϕ20	4 ϕ20

Tabla 52. Resumen de armado dirección longitudinal (Áreas en cm²).

En la siguiente tabla se resumen los valores de armado definitivo a disponer en la dirección transversal, descontando de nuevo en la armadura inferior la aportación de la chapa grecada (10 cm²) empleando redondos de 20 mm de diámetro (Se opta por utilizar redondos del mismo diámetro siempre para facilitar la puesta en obra, ya que las variaciones serian limitadas):

Zona	Armadura cálculo			Armadura mínima		Redondos a disponer(por metro)	
	A sup	A inf	Ainf chapa	A sup	A inf	A sup	A inf
C1	22.12	1.1	10	4.17	4.17	8 ϕ20	2 ϕ20*
C2	30.1	18.8	10	4.17	4.17	10 ϕ20	3 ϕ20*
P1	20.27	11.52	10	4.17	4.17	7 ϕ20	4 ϕ20
P2	14.3	8.2	10	4.17	4.17	5 ϕ20	2 ϕ20*

Figura 84. Resumen de armado dirección transversal (Áreas en cm²)

Según el Artículo 9.3.1.1 la separación máxima entre barras para losas no debe ser mayor a 300 mm, por lo que en los casos en los que se requiera una armadura menor a 4 ϕ20 (*), esta será la armadura dispuesta.

7.1.6.3. Estado límite último de agotamiento para solicitaciones tangenciales

Como se ha mencionado en el epígrafe anterior, el modelo de SAP2000 empleado no reproduce bien el cortante que es especialmente importante por efecto de las fuerzas puntuales de los carros. Por ello, se realiza un modelo mediante el programa SAP2000 de una viga continua de dos vanos de 2.5 metros con la sección de hormigón en el longitudinal (simulando la losa intermedia entre vigas transversales), sobre las que se coloca el carro en el punto central:

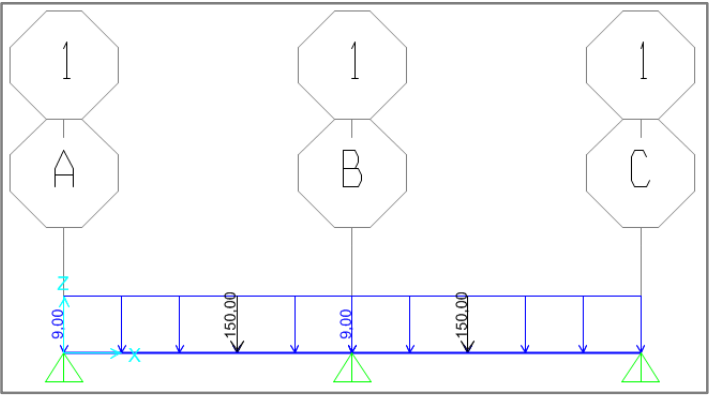


Figura 85. Modelo empleado para el estudio del ELU para solicitaciones tangenciales.

Para la consideración de este efecto se considera, como se ve en la figura anterior, el cortante provocado por las fuerzas puntuales del carro más pesado, con la fuerza distribuida en el carril virtual más cargado más las cargas de peso propio y cargas muertas. Además estas se combinan según lo expuesto en el epígrafe 2.5.1.

Debido a que la zona del apoyo es una región D como las mencionadas anteriormente, el valor del cortante de estudio lo tomaremos a una distancia de un canto útil de estas zonas.

Con todo esto, la ley de cortantes obtenida es la siguiente:

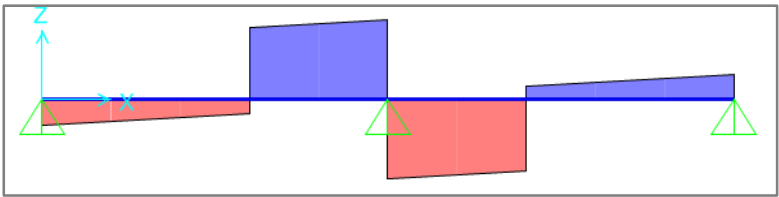


Figura 86. Ley de cortantes obtenida para ELU para solicitaciones tangenciales.

Siendo el valor máximo de cálculo de 189 kN. En la siguiente figura se puede ver la ley de flectores de la misma:

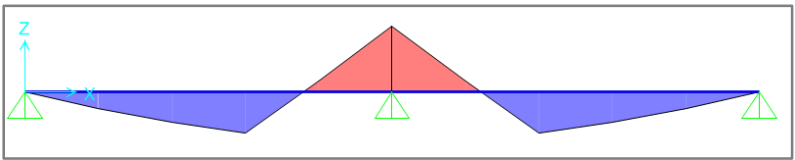


Figura 87. Ley de flectores obtenida para ELU para solicitaciones tangenciales.

En la zona de los apoyos se puede observar una zona de negativos, donde la armadura traccionada en los puntos de mayor cortante será la de la cara superior, por lo tanto para el cálculo de cortante esta será la cara traccionada. Además, debido al funcionamiento de la estructura, que la pieza estará sometida principalmente a tracción:

$$V_{Ed} = 189 \text{ kN} > V_{Rd,c} = (v + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 74 \text{ kN}$$

Con:

$$v = \frac{0.18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0.94 > v_{min}$$

Siendo:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 2.06 \leq 2$
- $\rho_l = \frac{A_s}{b_w * d} = 0.028 \leq 0.02$
- $v_{min} = \frac{0.075}{\gamma_c} * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.77 \text{ MPa}$
- $k_1 = 0.15$
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0.20 f_{cd}$
- $b_w = 0.45$
- $d = 0.175$

Para este cálculo se desprecia el efecto del axil en la losa, que en todo caso sería desfavorable ya que es mayoritariamente de tracción. Por lo que como vemos, será necesaria la colocación de armadura de cortante. Dicha armadura se dimensiona según los criterios expuestos en el artículo 6.2.3 del Eurocódigo 2. Para ello primero se calculan los valores límite de $V_{Rd,max}$ en función del valor de la cotangente, tanto para $\cotg \theta=2.5$ como para $\cotg \theta=1$:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_{w,nom} z \frac{\cotg \theta}{1 + \cotg^2 \theta}$$

Con:

- $\alpha_{cw} = 1$ (*elemento no pretensado*)
- $v_1 = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.528$
- $b_{w,nom} = 0.45 \text{ m}$
- $z = 0.13 \text{ m}$

$$V_{Rd,max}(\cotg \theta = 2.5) = 213.02 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max}(\cotg \theta = 1) = 308.88 \text{ kN}$$

Se observa de esta forma que el esfuerzo de diseño se encuentra en el intervalo siguiente:

$$V_{Ed} = 189 \text{ kN} < V_{Rd,max}(\cotg \theta = 2.5) = 213.02 \text{ kN}$$

Y siguiendo el criterio de diseño en el que la armadura transversal debe plastificar antes de la rotura de la biela de hormigón ($V_{Ed} = V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}$), la cotangente se toma de valor 2.5, y la armadura necesaria para resistir el cortante de diseño se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z * f_{ywd} * (\cotg \theta + \cotg \alpha) * sen \alpha} = \frac{189000}{130 * 434.8 * (2.5)} = 1.34 \text{ mm}$$

Utilizando para el armado de cortante 5 cercos de diámetro 8 mm, la separación máxima entre una rama transversal y la siguiente es de:

$$s = 18.76 \text{ cm}$$

Así que los cercos que se disponen finalmente en las zonas donde aparecen carriles virtuales son:

$$5\varnothing 8c/18$$

Nótese que se han dispuesto 5 ramas en sección transversal. Esta decisión se toma debido a que por cada metro de losa se tienen cinco grecas. Por ello, para que la posible variación lateral en la posición del carro no produzca ningún problema, se decide disponer una rama de cortante a lo largo de cada una de las grecas.

Por tratarse de una losa el armado transversal se dispone a lo largo de toda su longitud en la dirección longitudinal del puente, como puede verse en el Plano Nº10.2 “Tablero. Definición estructural”.

7.2. Comprobaciones estructurales de Estado Límite de Servicio

7.2.1. Losa

Para la losa de hormigón es necesario comprobar los estados límite de servicio de limitación de tensiones y de control de fisuración. Para realizar estas comprobaciones es necesario el cálculo de los esfuerzos tanto de la combinación característica como de la combinación cuasi permanente. Los esfuerzos se obtienen en las secciones de la zona central, ya que según lo expuesto en el Epígrafe 7.6.6.1, esta zona será la que presente mayor cuantías de armado, y por lo tanto la más desfavorable para los ELS. Los mayores esfuerzos y sus concomitantes para las combinaciones requeridas, obtenidos a partir del programa SAP2000 para la losa de la calzada son los siguientes:

Sección longitudinal			Sección transversal		
Nqp	1988,46154	KN	Nqp	733,846154	KN
Mqp	-36,9230769	mKN	Mqp	-54,6153846	mKN
Ncaract	1846,42857	KN	Ncaract	681,428571	KN
Mcaract	-34,2857143	mKN	Mcaract	-50,7142857	mKN

Tabla 53. Esfuerzos ELS para losa de calzada.

Y para la losa de las pasarelas:

Sección longitudinal			Sección transversal		
Nqp	1676,15385	KN	Nqp	416,153846	KN
Mqp	-30,7692308	mKN	Mqp	-21,5384615	mKN
Ncaract	1556,42857	KN	Ncaract	386,428571	KN
Mcaract	-28,5714286	mKN	Mcaract	-20	mKN

Tabla 54. Esfuerzos ELS para losa de calzada.

7.2.1.1. Losa calzada

7.2.1.1.1. Estado límite de servicio de limitación de tensiones

Para la comprobación de ELS de limitación de tensiones, operamos según lo expuesto en epígrafes anteriores (artículo 5.10.2.2. y 7.2. del EC-2). Así:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) \leq 0.6 f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) \geq -0.8 f_{yk} = -400 \text{ MPa}$$

Y siendo el eje X considerado en la dirección longitudinal e Y en la dirección transversal:

$$M_{fis,x} = \frac{I_b}{v_2} * \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A}\right) = 39.28 \text{ kNm}$$

$$M_{fis,y} = \frac{I_b}{v_2} * \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A}\right) = 5.8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 34.3 \text{ kNm} < M_{fis,x} = 39.28 \rightarrow \text{La sección longitudinal no fisura}$$

$$M_{Ed} = 50.7 \text{ kNm} > M_{fis,y} = 5.8 \rightarrow \text{La sección transversal fisura}$$

Por tanto, deberemos obtener las características de la sección fisurada (su inercia eficaz y la profundidad de la fibra neutra) para la sección transversal, realizando el mismo procedimiento empleado en el Epígrafe 6.1.2.7. Así tenemos:

$$x = 0.049 \text{ m}$$

$$I_{fis} = 0.00012 \text{ m}^4$$

Con lo que podemos obtener las tensiones máximas en el hormigón y en el acero:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) = 6.27 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) = -247 > -400 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

7.2.1.1.2. Estado límite de servicio de control de fisuración

Operando según lo expuesto en el epígrafe 6.1.2.8, tenemos:

$$M_{fis,x} = \frac{I_b}{v_2} * \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A} \right) = 37.32 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 36.92 \text{ kNm} > M_{fis,x} = 37.32 \rightarrow \text{La sección longitudinal no fisura}$$

$$M_{fis,y} = 4.6 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 54.6 \text{ kNm} > M_{fis} = 4.6 \rightarrow \text{La sección transversal fisura}$$

$$w_k(N_{qp}, M_{qp}) \leq w_{max} = 0.30 \text{ mm}$$

$$w_k = S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Donde:

- $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} * (\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})) \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
- Si la separación entre barras es mayor a $5*(c+\varphi/2)$: $S_{r,max} = 3.4 * c + 0.425 * k_1 * k_2 * \frac{\varphi_{eq}}{\rho_{p,eff}}$
- Si la separación entre barras es mayor a $5*(c+\varphi/2)$: $S_{r,max} = 1.3 * (h - x)$

Obteniendo las características de la sección fisurada y la profundidad x de su fibra neutra, como en el apartado anterior y aplicando la formulación anterior obtenemos los siguientes resultados:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.001165$$

$$S_{r,max} = 0.1589 \text{ m}$$

$$w_k(N_{qp}, M_{qp}) = 0.1852 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$$

7.2.1.2. Losa pasarela

7.2.1.2.1. Estado límite de servicio de limitación de tensiones

Como se explica en el epígrafe anterior, las limitaciones de tensiones a cumplir son las siguientes:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) \leq 0.6 f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) \geq -0.8 f_{yk} = -400 \text{ MPa}$$

Así pues, comprobamos como en el caso anterior si el momento de diseño excede el momento de fisuración:

$$M_{fis,x} = \frac{I_b}{v_2} * \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A} \right) = 32.8 \text{ kNm}$$

$$M_{fis,y} = \frac{I_b}{v_2} * \left(f_{ctm,fl} - \frac{N_{Ed}}{A} \right) = 2.06 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 28 \text{ kNm} < M_{fis,x} = 32.8 \rightarrow \text{La sección longitudinal no fisura}$$

$$M_{Ed} = 20 \text{ kNm} > M_{fis,y} = 2.06 \rightarrow \text{La sección transversal fisura}$$

Por tanto, deberemos obtener las características de la sección fisurada (su inercia eficaz y la profundidad de la fibra neutra). Así tenemos:

$$x = 0.055 \text{ m}$$

$$I_{fis} = 0.0002 \text{ m}^4$$

Con lo que podemos obtener las tensiones máximas en el hormigón y en el acero:

$$\sigma_{c,max}(N_{caract}, M_{caract}) = 7.48 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

$$\sigma_{s,max}(N_{caract}, M_{caract}) = -247 > -400 \text{ MPa} \rightarrow \text{cumple}$$

7.2.1.2.2. Estado límite de servicio de control de fisuración

Operando según el epígrafe anterior:

$$M_{fis,x} = 31.6 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 54.6 \text{ kNm} > M_{fis,x} = 31.6 \rightarrow \text{La sección longitudinal no fisura}$$

$$M_{fis,y} = 1.74 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 54.6 \text{ kNm} > M_{fis,y} = 1.74 \rightarrow \text{La sección transvesal fisura}$$

$$w_k(N_{qp}, M_{qp}) \leq w_{max} = 0.30 \text{ mm}$$

$$w_k = S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Obteniendo las características de la sección fisurada y la profundidad x de su fibra neutra, como en el apartado anterior y aplicando la formulación anterior obtenemos los siguientes resultados:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0.00182$$

$$S_{r,max} = 0.166\text{ m}$$

$$w_k(N_{qp}, M_{qp}) = 0.197\text{ mm} < 0.3\text{ mm} \rightarrow \text{cumple}$$

7.2.2. Estado límite de deformaciones

En este apartado procedemos a comprobar que la flecha máxima producida en el puente no supera los valores límite impuestos en el artículo 7.1.1 de la IAP11.

Según la IAP11, la limitación de flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga, cuyo límite en puentes de carretera es de:

$$L/1000 \text{ en puentes de carretera}$$

Siendo L la luz del vano. Por tanto, en nuestro caso la limitación la flecha máxima es de 7cm.

Para evaluarlo se analiza la flecha en determinados puntos críticos de la sección central del puente:

- I. Sección central de las vigas de piso en la calzada (306)
- II. Sección central de las vigas longitudinales de calzada (14 y 536)
- III. Sección central de las vigas longitudinales de pasarela (696 y 174)
- IV. Sección extrema del voladizo de la pasarela (219 y 741)
- V. Sección central del arco (74 y 596)

Estos puntos y la numeración de los mismos en el modelo de SAP2000 empleado se pueden ver indicados en rojo en la siguiente figura:

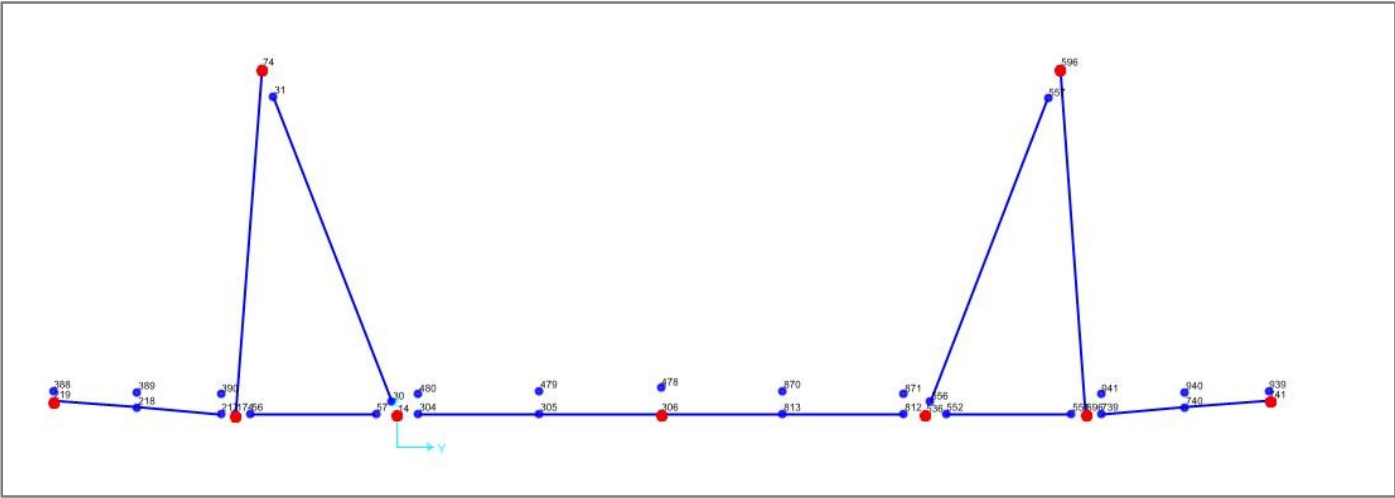


Figura 88. Puntos de estudio en sección centro luz para la comprobación de estado límite de deformaciones.

En la Tabla 55 se recoge los valores de la flecha producida por las cargas permanentes en estos puntos.

Nudo	Tipo punto crítico	U3 (m)
306	I	-0,080
14	II	-0,075
536	II	-0,075
174	III	-0,083
696	III	-0,083
219	IV	-0,096
741	IV	-0,096
74	V	-0,079
596	V	-0,079

Tabla 55. Valor característico de flecha producida por las cargas permanentes en los puntos de estudio.

La flecha provocada por las cargas permanentes se compensará mediante una contraflecha de ejecución. Para ello, se evaluará la flecha que se produce tanto en la viga longitudinal como en las de piso y el arco, siendo estos valores en sentido positivo los que se efectuarán de contraflecha.

En el caso de la flecha provocada por la sobrecarga de uso, su valor frecuente combinado según lo expuesto en el epígrafe 2.5, en los puntos de estudio quedan resumidos en la Tabla 56.

Nudo	Tipo punto crítico	U3 (m)
306	I	-0.0282
14	II	-0.0244
536	II	-0.0200
174	III	-0.0241
696	III	-0.0171
219	IV	-0.0262
741	IV	-0.0159
74	V	-0.0243
596	V	-0.0178

Tabla 56. Valor frecuente de flecha producida por la sobrecarga de uso en los puntos de estudio.

Por tanto, la flecha máxima para la combinación frecuente resulta de 2.82 en la sección centro luz de la sección central del puente. Este valor es inferior a la restricción de 7 cm impuesta por la IAP 11, por lo que concluimos con que se verifica el estado límite de deformaciones.