



Proyecto básico para el Concurso de pasarela sobre el río Segura en Blanca (Murcia).
Solución C. Diseño estructural



ANEJO Nº 5: ANEJO DE CÁLCULOS ESTRUCTURALES

ÍNDICE

- I. Generalidades
 - I.1 Objeto del presente anejo
 - I.2 Condicionantes y limitaciones
 - I.3 Descripción general de la pasarela
- II. Bases de cálculo
 - II.1 Normativa y recomendaciones
 - II.2 Ambiente y recubrimientos
 - II.2.1 Estado límite de durabilidad
 - II.2.2 Recubrimiento mínimo
 - II.3 Características de los materiales
 - II.3.1 Elementos estructurales de acero
 - II.3.2 Elementos estructurales de hormigón
 - II.4 Coeficientes de seguridad
 - II.4.1 Estados Límite Últimos
 - II.4.1.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
 - II.4.1.2 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones
 - II.4.2 Estados Límite de Servicio
 - II.4.2.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
 - II.4.2.2 Coeficientes de seguridad de las acciones
 - II.5 Combinación de acciones
 - II.5.1 Estados Límite Últimos
 - II.5.2 Estados Límite de Servicio
 - II.5.3 Coeficientes de combinación
- III. Acciones
 - III.1 Normativa aplicada
 - III.2 Acciones permanentes
 - III.2.1 Peso propio
 - III.2.2 Carga muerta
 - III.3 Acciones variables
 - III.3.1 Sobrecarga de uso
 - III.3.1.1 Uniformemente distribuida vertical
 - III.3.1.2 Puntual vertical
 - III.3.1.3 Puntual horizontal
 - III.3.2 Viento
 - III.3.2.1 Viento vertical
 - III.3.2.2 Viento horizontal
 - III.3.3 Nieve
 - III.3.4 Acciones térmicas
 - III.3.4.1 Incremento uniforme de temperatura
 - III.3.4.2 Gradiente térmico

III.3.4.3	Combinación	VI.2.1.3	Cálculo de la armadura
III.4	Acciones accidentales	VI.2.1.4	Armado
IV.	Hipótesis de carga	VI.2.1.5	Comprobación de punzonamiento
V.	Modelo estructural	VI.2.1.5.1	Comprobación de resistencia máxima
V.1	Programas de ordenador utilizados	VI.2.1.5.2	Comprobación sin armadura de punzonamiento
V.2	Modelo empleado	VI.2.1.6	Dimensionamiento del neopreno
VI.	Comprobaciones estructurales	VI.2.2	Estribos
VI.1	Superestructura	VI.2.2.1	Definición de la sección
VI.1.1	Vigas longitudinales	VI.2.2.2	Armado
VI.1.1.1	Sección de apoyo	VI.2.2.3	Comprobación frente a esfuerzos tangenciales
VI.1.1.1.1	Definición y clasificación de la sección	VI.2.2.4	Comprobación frente a esfuerzos rasantes
VI.1.1.1.2	Comprobación a flexión de la sección	VI.2.2.5	Cable de pretensado
VI.1.1.1.3	Comprobación de pandeo por flexión de la sección	VI.2.2.6	Dimensionamiento del neopreno
VI.1.1.1.4	Comprobación de abolladura de la sección	VI.2.3	Zapatas
VI.1.1.1.5	Comprobación a pandeo por compresión de la sección	VI.2.4.1	Definición geométrica
VI.1.1.2	Sección centro de vano	VI.2.4.2	Armado
VI.1.1.2.1	Definición y clasificación de la sección	VI.2.4.3	Comprobación de cortante
VI.1.1.2.2	Comprobación a flexión de la sección	VI.2.4.4	Socavación
VI.1.1.2.3	Comprobación de pandeo por flexión de la sección		
VI.1.1.2.4	Comprobación de abolladura de la sección		
VI.1.1.2.5	Comprobación de pandeo por compresión de la sección		
VI.1.2	Vigas de piso		
VI.1.2.1	Definición y clasificación de la sección		
VI.1.2.2	Comprobación a flexión de la sección		
VI.1.2.3	Comprobación de pandeo por flexión de la sección		
VI.1.2.4	Comprobación de pandeo por compresión de la sección		
VI.1.2.5	Unión de perfiles		
VI.1.3	Diafragmas		
VI.1.3.1	Definición y clasificación de la sección		
VI.1.3.2	Comprobación a flexión de la sección		
VI.1.3.3	Comprobación de pandeo por flexión de la sección		
VI.1.3.4	Comprobación de pandeo por compresión de la sección		
VI.2	Subestructura		
VI.2.1	Pilares		
VI.2.1.1	Definición de la sección		
VI.2.1.2	Estado límite de inestabilidad: Pandeo		

I. Generalidades

I.1 Objeto del presente anejo

En el presente anejo se detallan las comprobaciones que se han llevado a cabo para la verificación de los distintos elementos que constituyen el sistema estructural del Proyecto de pasarela para el acceso peatonal sobre el río Segura en Blanca, Murcia, así como las correspondientes al comportamiento global de la misma.

Tales comprobaciones han sido realizadas de acuerdo a procedimientos comúnmente aceptados y según lo establecido en la normativa vigente cuya relación se detalla posteriormente en el apartado II del presente anejo: *“Bases de Cálculo”*.

I.2 Condicionantes y limitaciones

Los condicionantes y limitaciones se han desarrollado en el *“Anejo nº1: Anejo de estudio de soluciones”*.

I.3 Descripción general de la pasarela

La solución adoptada consiste en una pasarela metálica cuya luz principal es de 44 metros, y cuyo trazado en planta se caracteriza por tener doble curvatura longitudinalmente como se muestra en la Imagen “4”. A continuación, se explica los principales elementos de la estructura resistente:

Tablero:

El tablero es el elemento principal de la estructura resistente. Se trata de un tablero mixto con una longitud total de 59 metros formado por un forjado colaborante de 12 cm de canto, en el cual se dispone de una chapa grecada de 1,2 mm de espesor y 7 cm de canto bajo una losa de hormigón amado. El forjado se apoya directamente sobre vigas IPE 300, colocadas cada 2 metros y medio.

En cuanto a la anchura del tablero, se dispone de 5,8 metros exactamente, de los cuales 2 metros se reservan para el carril bici con una pendiente transversal de 2 % y 3 metros para el paso peatonal con una pendiente transversal de 1,5 %. Se distribuye el resto de anchura de forma que 60 cm se destinan para el espacio de los cajones y 20 cm en la zona central de la sección transversal para la evacuación de aguas.

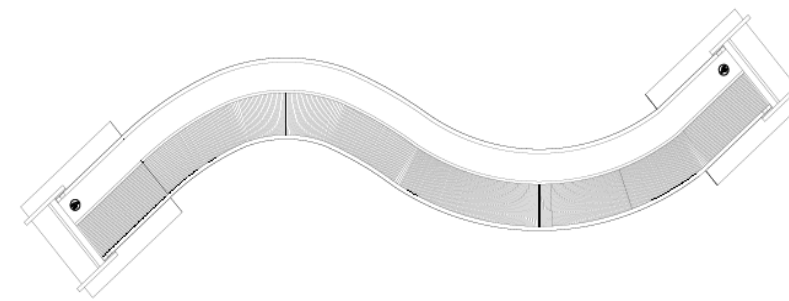


Imagen 1. Planta del tablero

En la zona del paso peatonal se incorpora un pavimento de madera para conseguir cierta altura con respecto al carril bici. Se colocan perfiles de madera ipe de sección 3000mm x 100mm x 22mm en dirección transversal al tablero, apoyados sobre rastreles longitudinales de pino cuperizado y de sección 65 x38 mm que se colocan cada 40 cm. Los apoyos de los rastreles son soportes regulables de 50 mm de altura. Por lo tanto, el desnivel que existe entre el paso peatonal y el carril bici es de 13,7 cm.

En cuanto a la zona de evacuación de las aguas, existen sumideros cada cinco metros de manera que se colocan en las secciones del tablero donde no se ubican las vigas transversales con el objetivo de facilitar el drenaje. Esta zona central de 20 cm dispone de una chapa metálica de 1,5 mm de espesor que se encuentra empalmada a las chapas grecadas del forjado colaborante. Se hormigona sobre la chapa metálica y se realiza una perforación bajo los sumideros para evacuar el agua fácilmente.

A continuación, se muestra en la Imagen 2 una vista de la sección transversal de la pasarela donde se pueden identificar los elementos que constituyen el tablero.

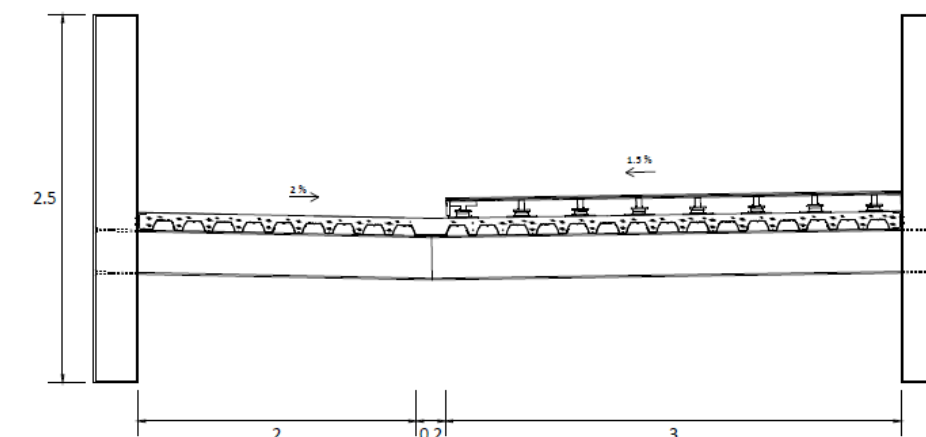


Imagen 2. Sección transversal

Cajones longitudinales

Los cajones metálicos tienen dos funciones: formar parte de la estructura resistente y cumplir la función de las barandillas. Se trata de una sección rectangular hueca de $0.3 \times 2.5 \text{ m}^2$ con espesor variable a lo largo de la pasarela. Las alas del cajón mantienen un espesor de 10 mm, pero las almas varían su espesor por motivos estructurales. En las zonas de los apoyos de la pasarela existen flectores negativos muy desfavorables por lo que un cajón de 10 mm de espesor en toda la sección no sería suficiente para absorber la sollicitación. Por lo tanto, hay que tomar medidas al respecto aumentando el espesor de las alas o las almas. Se opta por aumentar el espesor de las almas para obtener también un efecto muy beneficioso frente abolladura, consiguiendo así solucionar dos problemas a la vez. De esta manera, en los 10 primeros metros de cada extremo de la pasarela se dispone de un espesor de 15 mm en las almas, continuando con una zona de transición de 5 metros hasta alcanzar un espesor de 10 mm que se prolongará en la longitud restante.

Con el objetivo de absorber los efectos de abolladura, se disponen en los cajones de rigidizadores transversales de 10 mm de espesor cada dos metros y medio, coincidiendo con la distribución de las vigas IPE 300. En las zonas en las que el espesor del alma sea de 15 mm, se incorporará otro rigidizador intermedio adicional para evitar efectos de abolladura generados por los fuertes esfuerzos cortantes y de torsión.

Los cajones están unidos mediante vigas transversales a una distancia de 74 cm desde la parte inferior del cajón. Estas vigas transversales se componen por dos vigas IPE 300 unidas justamente sobre la zona de evacuación de aguas, y están inclinadas según la pendiente transversal que se quiere dotar a la zona del tablero, es decir, 1,5% en el paso de los peatones y 2% en el carril bici. La unión de las vigas IPE se realiza de la siguiente manera: se realiza una preparación de borde en las alas para soldarlas a tope, y para las almas se realiza una preparación de borde en forma de cruz. En cuanto a la conexión de las vigas transversales con los cajones, se realiza mediante soldadura a tope.

En los apoyos del tablero no se colocan vigas IPE 300, sino que se instala un diafragma formado por dos vigas armadas cuyas dimensiones se definen en el *“Plano Nº 12: Secciones trnsversales”*. El ala superior de las vigas está inclinada según la pendiente transversal que se quiere dotar a la zona del tablero, es decir, 1,5% en el paso de los peatones y 2% en el carril bici. La unión de las vigas armadas se realiza de la misma forma que la unión de las vigas IPE, igual que la unión del diafragma con los cajones. En la Imagen 3 se representa la disposición del diafragma en la sección transversal.

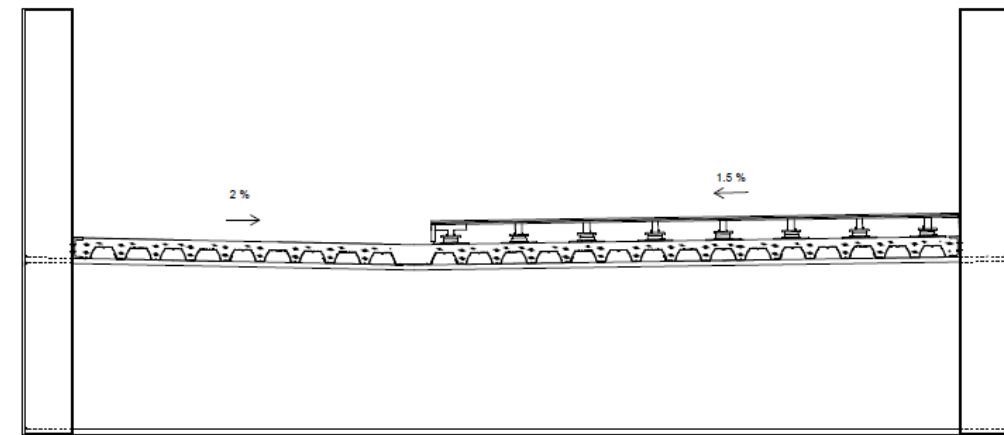


Imagen 3. Sección transversal en el apoyo

Otro detalle constructivo a analizar es el remate del cajón con la chapa grecada, que se realiza atornillando una viga UPN 120 al cajón y realizando una preparación de borde a la viga para soldar a tope la chapa.

Pilas

Como se ha indicado en el apartado IV, el eje de las pilas se sitúa a cinco metros del eje del muro del estribo sin invadir el cauce del río. Se trata de dos pilas de sección octogonal de 80 cm de diámetro inscrito y de 5,72 metros de altura. El armado de las pilas está definido en el *“Plano Nº 8: Subestructura: Armado de estribos y pilas”*.

Cimentaciones

Se trata de una cimentación superficial ya que el ancho (9,3 metros) es mucho mayor que la quinta parte de la profundidad (7 metros). La cimentación consta de una zapata de $9,3 \times 8,6 \text{ m}^2$ y 1 metro de canto, que está conectada al estribo y a la pila para transmitir el par de fuerzas necesario para conseguir el empotramiento necesario de la estructura.

Se propuso minimizar el volumen de hormigón de la zapata con el objetivo de ahorrar material ya que parte de la sección no forma parte de la estructura resistente. Sin embargo, al realizar una alternativa de la cimentación en el cual se ahorraba aproximadamente 16 m^3 , se observó que la resultante de las fuerzas sobre la cimentación no pasaba por el tercio central, y por lo tanto, la zapata se levantaba. Por ello, se decidió conservar la primera solución. El armado de la zapata está definido en el *“Plano Nº 9: Subestructura: Armado zapata”*.

La tipología de los estribos es cerrada con aleta en voladizo, cuyas dimensiones y armado se indican en el “Plano Nº6: Subestructura: Definición geométrica” y “Plano Nº7: Subestructura: Armado de estribos y pilas”

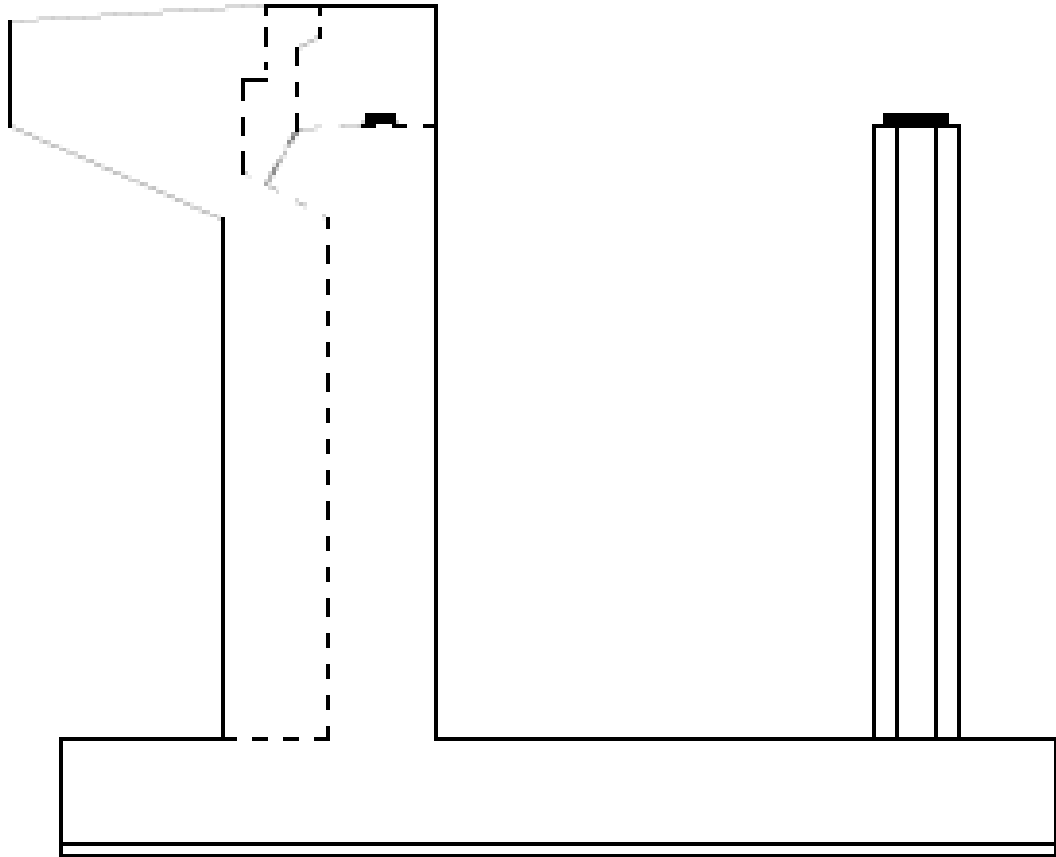


Imagen 4. Cimentación

II. Bases de cálculo

II.1 Normativa y recomendaciones

A continuación se detalla la relación de la normativa empleada en la elaboración del presente anejo:

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, (IAP-98).
- Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carretera, RPM-95.
- Documento Básico Seguridad Estructural. Acero, DB-SE A.
- Instrucción de acero estructural EAE.
- Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero, EC-3.
- Instrucción de hormigón estructural, EHE-08.
- Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón, EC-2.
- Estribos de puente de tramo recto: “Juan J. Arenas & Angel C. Aparicio”

Nota: Debido a la simultaneidad de las normas UNE con la EHE y la EAE, se ha optado por realizar los cálculos basándose en las normas que más se han desarrollado durante el estudio académico de los últimos cuatro años (EC-2 para hormigón y EAE para acero), y se ha secundado con la norma complementario cuando ha sido necesario.

II.2 Ambiente y recubrimientos

II.2.1 Estado límite de durabilidad

Para la determinación del ambiente y la clase de exposición es necesario acudir a la tabla 8.2.2 de la EHE (la cual complementa a las tablas de la norma UNE).

A continuación se muestra dicha tabla:

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
no agresiva		I	Ninguno	<div>- interiores de edificios, no sometidos a condensaciones</div> <div>- elementos de hormigón en masa</div>	<div>- interiores de edificios, protegidos de la intemperie</div>
normal	humedad alta	Ila	corrosión de origen diferente de los cloruros	<div>- interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones</div> <div>- exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.</div> <div>- elementos enterrados o sumergidos.</div>	<div>- sótanos no ventilados</div> <div>- cimentaciones</div> <div>- tableros y pilas de puentes en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm</div> <div>- elementos de hormigón en cubiertas de edificios</div>
	humedad media	Ilb	corrosión de origen diferente de los cloruros	<div>- exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm</div>	<div>- construcciones excmteriores protegidas de la lluvia</div> <div>- tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm</div>
Marina	aérea	IIla	corrosión por cloruros	<div>- elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar</div> <div>- elemento exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km)</div>	<div>- edificaciones en las proximidades de la costa</div> <div>- puentes en las proximidades de la costa</div> <div>- zonas aéreas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral</div> <div>- instalaciones portuarias</div>
	sumergida	IIlb	corrosión por cloruros	<div>- elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajar</div>	<div>- zonas sumergidas de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral</div> <div>- cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar</div>
	en zona de mareas	IIlc	corrosión por cloruros	<div>- elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas</div>	<div>- zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanés y otras obras de defensa litoral</div> <div>- zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea</div>
con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	corrosión por cloruros	<div>- instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino</div> <div>- superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.</div>	<div>- piscinas</div> <div>- pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve</div> <div>- estaciones de tratamiento de agua.</div>

Tabla 8.2.2

A la vista de la tabla, se deduce que la clase de exposición es IIb para aquellos elementos que no están enterrados: *“Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm”*. Esta clase de exposición se corresponde con la XC4 de la norma EC-2.

Para los elementos enterrados se deduce una clase IIa: *“Cimentaciones”*, que se corresponde con la exposición XC1 del EC-2.

Tabla 4.1 – Clases de exposición relacionadas con las condiciones ambientales conforme a la Norma EN 206-1

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
XD	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 período 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 expuestas 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
5. Ataque hielo/deshielo		
XF1	Moderada saturación de agua, sin productos de deshielo	Superficies verticales de hormigón expuestas a lluvia y hielo
XF2	Moderada saturación de agua, con productos de deshielo	Superficies verticales de hormigón de estructuras de carretera expuestas a congelación y al ambiente de productos de deshielo
XF3	Alta saturación de agua, sin los productos de deshielo	Superficies horizontales de hormigón expuestas a lluvia y hielo
XF4	Alta saturación de agua con productos de deshielo o agua del mar	Plataformas de carretera y tableros de puente expuestos a productos de deshielo. Superficies de hormigón expuestas directamente a la aspersión conteniendo productos de deshielo
6. Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a la tabla 2 de la Norma EN 206-1	Terrenos naturales y aguas subterráneas
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme a la tabla 2 de la Norma EN 206-1	Terrenos naturales y aguas subterráneas
XA3	Ambiente de una alta agresividad química conforme a la tabla 2 de la Norma EN 206-1	Terrenos naturales y aguas subterráneas

Acudiendo ahora a la tabla E.1N del anexo nacional se deduce la resistencia mínima del hormigón

	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 de resistencia 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 de resistencia indicativa	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45		

En donde se deduce que la resistencia mínima del hormigón es 30 MPa para aquellas construcciones que estén expuestas a la intemperie y un hormigón de 25 MPa para aquellas que queden enterradas (principalmente cimentaciones).

II.2.2 Recubrimiento mínimo

Una vez determinada la resistencia del hormigón, se procede a la determinación de del recubrimiento mínimo. Este recubrimiento se calculará para el cao más desfavorable y se aplicará a todas las estructuras de hormigón.

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

Dónde:

- c_{nom} Recubrimiento nominal
- c_{min} Recubrimiento mínimo
- \Delta r Margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución.

Se toma como margen de recubrimiento 10 mm

Ahora se procede a calcular el recubrimiento mínimo:

Recubrimiento mínimo para proteger de la corrosión:

Tabla 4.4N – Valores de recubrimiento mínimo, c_{min,dur}, requeridos en relación con la durabilidad para las armaduras pasivas conforme a la Norma EN 10080

Clase estructural	Requisito ambiental para c_{min,dur} (mm)						
	Clase de exposición conforme con la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Dicho valor depende de la clase estructural que se determina a continuación con la ayuda de la tabla siguiente:

Tabla 4.3N – Clasificación estructural recomendada

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 de Resistencia 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 occlusión de aire de más del 4%.							

Partiendo de una clase S4, (valor indicado para el ambiente actual por el EC-2 en su nota anterior), se evalúan los diferentes parámetros de la tabla:

S4 + 2 (100 años) – 1 (cemento adecuado) = S3

De donde, consultando la tabla anterior, se deduce un recubrimiento mínimo de 25 mm.

Recubrimiento mínimo por adherencia:

Según el la tabla 4.2 del EC-2 y sus posteriores indicaciones, como el diámetro de barra será menor que 32 mm, el recubrimiento mínimo será igual al diámetro de la barra.

El diámetro de barra escogido es de 20 mm (ver posterior justificación), dando un resultado de recubrimiento nominal de 30 mm.

Tabla 4.2 – Recubrimiento mínimo, c_{min,b}, requisitos relacionados con la adherencia

Requisitos de adherencia	
Distribución de barras	Recubrimiento mínimo c_{min,b}*
Barras aisladas	Diámetro de la barra
Grupo de barras	Diámetro equivalente (d_e) (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.	

Una vez calculado el recubrimiento mínimo, se deben sumar todas las tolerancias exigidas por la norma. Sin embargo, según EC-2, en piezas hormigonadas contra el terreno el recubrimiento mínimo será 75 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza, en cuyo caso será de 40 mm. De modo que, ya que el recubrimiento es de un orden bastante inferior a 75 mm, no es necesario realizar la comprobación de tolerancias, ya que 75mm seguirá siendo en todo caso superior.

Por lo cual el recubrimiento mínimo será de **75 mm**.

II.3 Características de los materiales

Seguidamente se indican las características de los materiales utilizados en los distintos elementos estructurales:

II.3.1 Elementos estructurales de acero

ACERO ESTRUCTURAL S 275 JR

Acero estructural empleado en todos los elementos resistentes que constituyen la pasarela: vigas laterales, rigidizadores y vigas de piso.

- 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: $\alpha= 1.5 \cdot 10^{-5} (^\circ\text{C}^{-1})$
- Densidad: $\rho= 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Límite elástico y tensión de rotura

Espesor nominal t (mm)			Tensión de rotura f_u (N/mm^2)
Tensión de límite elástico f_y (N/mm^2)			
$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$3 \leq t \leq 100$
275	265	255	410

ACERO ESTRUCTURAL PARA ARMADURA PASIVA

Acero estructural empleado en la armadura pasiva de los elementos de la subestructura y de la losa de hormigón del tablero.

- 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: $\alpha= 1.5 \cdot 10^{-5} (^\circ\text{C}^{-1})$
- Densidad: $\rho= 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Límite elástico: $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
- Límite de rotura: $f_u = 550 \text{ N/mm}^2$

ACERO ESTRUCTURAL DE LA CHAPA GRECADA

Acero estructural empleado en la chapa grecada de espesor 1,2 mm.

- 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: $\alpha= 1.5 \cdot 10^{-5} (^\circ\text{C}^{-1})$
- Densidad: $\rho= 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Límite elástico: $f_y = 320 \text{ N/mm}^2$
- Límite de rotura: $f_u = 380,48 \text{ N/mm}^2$
- Protección galvanizado: Z-275

II.3.2 Elementos estructurales de hormigón

HORMIGÓN ARMADO HA-30/B/20/IIB/

Hormigón empleado en los estribos y los pilares de la estructura.

- Módulo de elasticidad tangente a 28 días: $E=33.619 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad secante a 28 días: $E=28.576 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu=0.2$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha= 1 \cdot 10^{-5} (^\circ\text{C}^{-1})$
- Densidad: $\rho= 2500 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

HORMIGÓN ARMADO HA-25/B/20/IIB/

Hormigón empleado la chapa grecada y cimentaciones de la estructura.

- Módulo de elasticidad tangente a 28 días: $E= 31475 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad secante a 28 días: $E= 27.264 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\mu=0.2$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha= 1 \cdot 10^{-5} (^\circ\text{C}^{-1})$
- Densidad: $\rho= 2500 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

II.4 Coeficientes de seguridad

II.4.1 Estados límite últimos

II.4.1.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Se tomarán como coeficientes parciales de seguridad de los materiales los siguientes valores:

- γ_c (coeficiente de seguridad del hormigón) = 1,5
- γ_s (coeficiente de seguridad del acero pasivo) = 1,15
- γ_{mo} (coeficiente de seguridad relativo a la plastificación del material) = 1,05
- γ_{m1} (coeficiente de seguridad relativo a fenómenos de inestabilidad) = 1,1
- γ_{m2} (coeficiente de seguridad relativo a la resistencia última) = 1,25

II.4.1.2 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Se tomarán como coeficientes parciales de seguridad de las acciones los siguientes valores, dependiendo la situación:

Para 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⁾
	Carga muerta	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0
	Empuje hidrostático	0
	Empuje hidrodinámico	0
	Sobrecargas de construcción	0

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

Para 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
	Carga muerta	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0
	Reológicas	1,0
	Empuje del terreno	1,0
	Asientos	0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0
	Acciones climáticas	0
	Empuje hidrostático	0
	Empuje hidrodinámico	0
	Sobrecargas de construcción	0

(1) El coeficiente γ_{G1} = 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 tasar.

(2) El coeficiente γ_{G1} = 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 γ_{G2} = 1,35 corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor γ_{G2} = 1,2 corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

II.4.2 Estados límite de servicio

II.4.2.1 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Se tomarán como coeficientes parciales de seguridad de los materiales los siguientes valores:

- γ_c (coeficiente de seguridad del hormigón) = 1,5
- γ_s (coeficiente de seguridad del acero pasivo) = 1,15
- γ_{mo} (coeficiente de seguridad relativo a la plastificación del material) = 1,05
- γ_{m1} (coeficiente de seguridad relativo a fenómenos de inestabilidad) = 1,1
- γ_{m2} (coeficiente de seguridad relativo a la resistencia última) = 1,25

II.4.2.2 Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Se tomarán como coeficientes parciales de seguridad de las acciones los siguientes valores:

TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_p (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
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	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 pretensas. En el caso de estructuras pretesas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

II.5 Combinación de acciones

II.5.1 Estados límite últimos

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

SITUACIONES PERSISTENTES O 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:

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

Donde:

- $G_{k,i}$ = valor representativo de cada acción permanente.
- $G^*_{k,j}$ = valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- $Q_{k,1}$ = valor característico de la acción variable dominante.
- $\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ = valores de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

II.5.2 Estados límite de servicio

Para los estados límite de servicio se considerarán las siguientes combinaciones:

COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA (POCO PROBABLE)

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

COMBINACIÓN FRECUENTE

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

COMBINACIÓN CASI-PERMANENTE

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

II.5.3 Coeficientes de combinación

Los coeficientes de combinación de las acciones se obtienen de la siguiente tabla:

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	Vehículos pesados	0,75	0,75	0	
	gr 1, Cargas verticales	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_{nt}	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	$Q_{s,sk}$	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).

III. Acciones

III.1 Normativa aplicada

Para la deducción de las acciones a considerar en la estructura, se ha empleado la norma IAP-11, complementándola con la EAE cuando la información era escasa.

III.2 Acciones permanentes

III.2.1 Peso propio

Esta acción es la que corresponde al peso de los elementos estructurales. Los pesos específicos empleados son:

- Acero laminado y acero corten: 78.5 kN/m³

III.2.2 Carga muerta

Corresponden al peso de los elementos no estructurales que gravitan sobre la estructura:

- Forjado de chapa grecada con losa de hormigón: 1.942 kN/m²

Nota: La pasarela se ha computado como una estructura metálica, por lo que en el apartado de acciones se considera a la chapa grecada como no colaborante y por lo tanto se trata como una carga muerta.

- Listones de madera para pavimento peatonal: 10.5 kN/m³

III.3 Acciones variables

III.3.1 Sobrecarga de uso

III.3.1.1 Uniformemente distribuida vertical

Sobrecarga uniforme de 5 kN/m² extendida en toda la extensión de la pasarela o en parte de ella, según sea más desfavorable.

III.3.1.2 Puntual vertical

A efectos de las comprobaciones locales, se considerará una carga vertical puntual de valor igual a 10 kN, actuando sobre una superficie cuadrada de 0,10 m de lado. Esta carga no se computará en el modelo pero deberá tenerse en cuenta en el proyecto de construcción.

III.3.1.3 Puntual horizontal

Fuerza longitudinal igual al 10% del total de la carga vertical uniformemente distribuida, actuando en el eje de tablero al nivel de la superficie del pavimento. Esta carga no se computará en el modelo pero deberá tenerse en cuenta en el proyecto de construcción.

III.3.2 Viento

III.3.2.1 Viento vertical

Empuje del viento sobre la estructura:

La fuerza de empuje se obtendrá siguiendo la siguiente expresión:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} * \rho * v_b^2 (T) \right] * C_e (z) * C_f * A_{ref}$$

Donde la densidad del aire (ρ) es de 1,25 kg/m³

A la conclusión del cálculo de todos los factores se obtienen los siguientes resultados (los datos intermedios se exponen a continuación):

- Empuje vertical (sobre tablero): 3.60 kN/m
- Empuje vertical (sobre cajones): 0.482 kN/m

Velocidad básica del viento *V_b*:

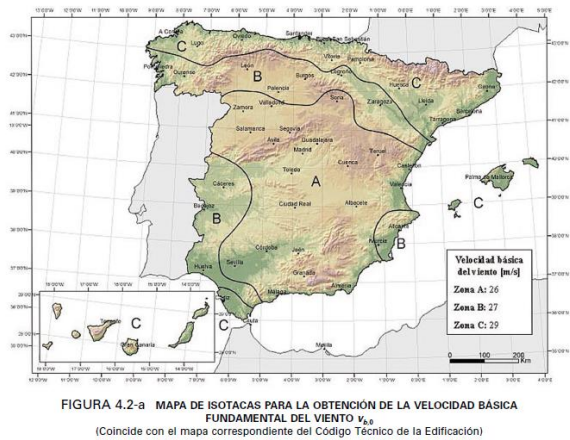
La velocidad básica del viento es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno T de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno de puente tipo II a una altura de 19 metros sobre el suelo.

A partir de la velocidad básica fundamental del viento *v_{b,o}*, se obtiene la velocidad básica del viento mediante la expresión:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,o}$$

En donde los términos C_{dir} y C_{season} equivalen a la unidad.

El valor de $V_{b,0}$ se obtiene de la siguiente gráfica:



Se deduce que el valor de v_b , es de 27 m/s.

Velocidad media del viento:

La velocidad media del viento v_m viene determinada por la siguiente expresión:

$$V_m = c_r(z) * c_o * V_b(T)$$

A la conclusión del cálculo se deduce un $v_m = 22.14$ m/s

Factor de topografía:

El factor de topografía c_o se tomará como 1,0.

Factor de rugosidad:

El factor de rugosidad c_r viene determinado por la siguiente expresión

$$c_r = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z > z_{min}$$

$$c_r = c_r(z_{min}) \text{ para } z < z_{min}$$

Dónde se adoptan los siguientes valores:

- K_r : factor de terreno = 0.19 (deducido de la tabla 4.2-b)
- Z_0 (m): longitud de la rugosidad = 0.05 (deducido de la tabla 4.2-b)

- Z_{min} (m): altura mínima = 2 (deducido de la tabla 4.2-b)
- Z (m): altura del punto de aplicación del empuje respecto del terreno o el nivel mínimo del agua bajo el puente = 3.75

TABLA 4.2-b COEFICIENTES k_r , z_0 , Y z_{min} SEGÚN EL TIPO DE ENTORNO

TIPO DE ENTORNO	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Con todo ello se deduce un $c_r = 0.82$

Coeficiente de exposición en función de la altura:

El coeficiente de exposición en función de la altura c_e viene dado por la siguiente expresión:

$$C_e(z) = K_r^2 \left[c_o^2 * \ln^2 * \left(\frac{Z}{z_0} \right) + 7 * k_l * c_o * \ln\left(\frac{Z}{z_0} \right) \right] \text{ para } Z > Z_{min}$$












Dónde se adoptan los siguientes valores:

- $K_r = 0.19$
- Z_0 (m) = 0.05
- Z (m) = 3.75
- $C_o = 1$
- $K_l = 1$

De modo que $C_e = 1,764$

Coeficiente de fuerza del elemento considerado:

El coeficiente de fuerza del elemento $c_f = 2$ se deduce de la siguiente tabla:

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,85	1,0	0,9
	$c_f = 1,4$								
		$c_f = 0,7$		$c_f = 1,2$					
	$c_f = 1,8$		$c_f = 1,8$		$c_f = 1,45$		$c_f = 1,3$		
	$c_f = 1,8$		$c_f = 2,2$						
				$c_f = 2,0$					

(*) Se tomará siempre superficie rugosa excepto si la rugosidad superficial equivalente resulta menor de $\phi \cdot 10^{-5}$ m

FIGURA 4.2-b COEFICIENTE DE FUERZA c_f PARA LAS SECCIONES MÁS HABITUALES

Área de referencia:

Como área de referencia se considerarán secciones distintas dependiendo de la dirección del viento. Estas áreas vienen dadas por unidad de longitud:

Se considerarán de forma separada las vigas cajón al resto del tablero

$$A_{ref\ tablero} = 5\ m^2$$
$$A_{ref\ viga\ cajón} = 0.3\ m^2$$

III.3.2.2 Viento horizontal

Empuje del viento sobre la estructura:

El área de referencia será la viga cajón

$$A_{ref} = 2.5\ m^2$$

Empuje horizontal: 4,018 kN/m

TABLA 4.4-b SOBRECARGA DE NIEVE SOBRE UN TERRENO HORIZONTAL
EN LAS CAPITALES DE PROVINCIA Y CIUDADES AUTÓNOMAS
(Coincide con la tabla correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

CAPITAL	ALTITUD [m]	s _k [kN/m²]	CAPITAL	ALTITUD [m]	s _k [kN/m²]	CAPITAL	ALTITUD [m]	s _k [kN/m²]
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	San Sebastián	0	0,3
Ávila	1130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lleida	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Ourense	130	0,4	Valencia	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria	520	0,7
Cuenca	1010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

III.3.3 Nieve

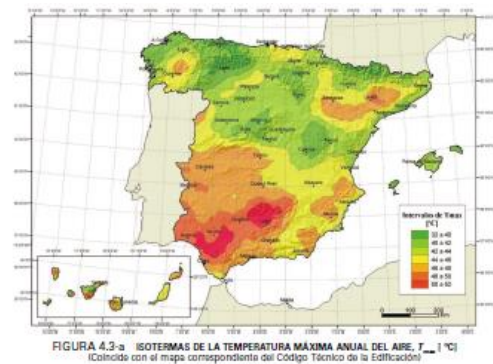
Sobrecarga uniforme de 0.4 kN/m² extendida en toda la extensión de la pasarela, deducido de la tabla 4.4-b y la expresión $q_k = 0.8 * s_k$

III.3.4 Acciones térmicas

A efectos de cálculo, el tablero será considerado de tipo 1, debido que el sistema resistente es únicamente el acero estructural de la pasarela.

III.3.4.1 Incremento uniforme de la temperatura

El valor de la T_{max} y T_{mi} se puede obtener de las siguientes figuras y tablas (con un periodo de retorno T=50 años):



IV. Hipótesis de carga

A continuación se definen los siguientes estados de carga para las diferentes combinaciones de carga que se han computado en la estructura:

Caso de carga	Descripción
DEAD	Peso propio de la estructura
Carga muerta	Peso de la losa de hormigón y tablonés de madera
Nieve	Peso de la acción climatológica
Viento H1	Acción del viento en la dirección x
Viento V1	Acción del viento en la dirección z
Temp. Uniforme	Componente uniforme la acción meteorológica
Temp. Gradiente	Componente gradiente de la acción meteorológica
Variable 1	Sobrecarga de uso aplicada en vigas H4,I18 y H3 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 2	Sobrecarga de uso aplicada en vigas H4,I18 y H3 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)
Variable 3	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I16 y I17 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 4	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I16 y I17 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)
Variable 5	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I14 y I15 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 6	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I14 y I15 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)
Variable 7	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I12 y I13 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 8	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I12 y I13 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)
Variable 9	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I10 y I11 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 10	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I10 y I11 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)
Variable 11	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I8 y I9 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 12	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I8 y I9 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)
Variable 13	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I6 y I7 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 14	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I6 y I7 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)
Variable 15	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I4 y I5 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 16	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I4 y I5 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)
Variable 17	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I2 y I3 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 18	Sobrecarga de uso aplicada en vigas I2 y I3 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)
Variable 19	Sobrecarga de uso aplicada en vigas H1,I1 y H2 en un ancho de 2,5 metros (zona bicicletas)
Variable 20	Sobrecarga de uso aplicada en vigas H1,I1 y H2 en un ancho de 2,5 metros (zona peatones)

Una vez definidas los estados de carga, las hipótesis de carga modeladas, tanto para las combinaciones ELU y ELS, han sido las siguientes (se tienen en cuenta las combinaciones del apartado II.5 con las restricciones que indica la IAP-11 en sus apartados):

- Todo cargado
 - Carga muerta
 - Nieve
 - Viento H1
 - Viento V1
 - Variables del 1 al 20

- Carga alternada
 - Carga muerta
 - Nieve
 - Viento H1
 - Viento V1
 - Variables 1,3,5,7,9,12,14,16,18,20
- Carga derecha
 - Carga muerta
 - Nieve
 - Viento H1
 - Viento V1
 - Variables 2,4,6,8,10,12,14,16,18,20
- Carga izquierda
 - Carga muerta
 - Nieve
 - Viento H1
 - Viento V1
 - Variables 1,3,5,7,9,11,13,15,17,19
- Cargado extremo
 - Carga muerta
 - Nieve
 - Viento H1
 - Viento V1
 - Variables 1,2,3,4,5,6
- Temperatura
 - Cargas de temperatura según la combinación más desfavorable (ver apartado “III.3 Acciones”)

Estas hipótesis de carga pueden verse con más detalle (con su combinación pertinente) en el “Anexo 4.1: Datos y resultados del modelo”.

V. Modelo estructural

V.1 Programas de ordenador utilizados

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.

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

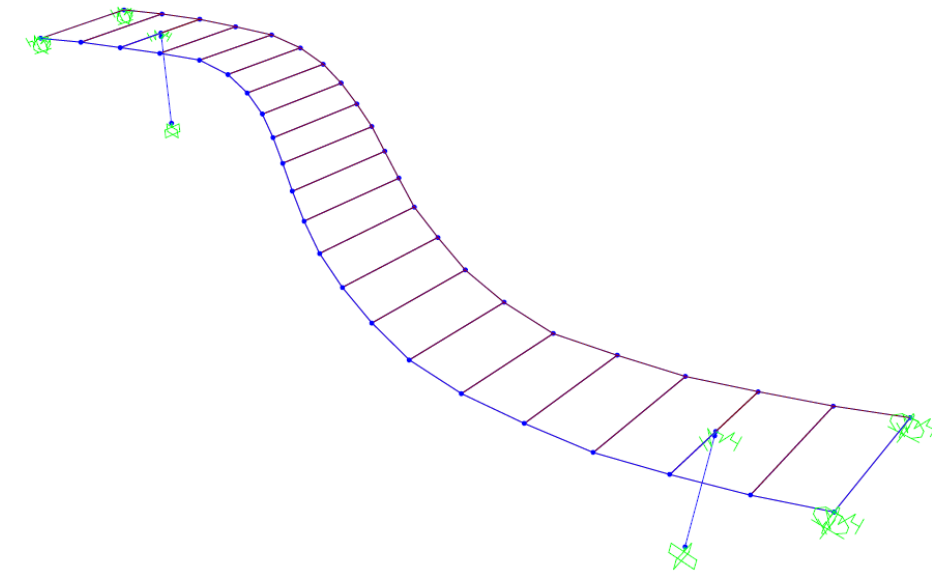
Algunas de estas características hacen del SAP2000 un buen programa en el cual apoyarse para el cálculo de la estructura.

CALC-FLEX (versión alumnos)

Este programa pertenece a la unidad docente de hormigón y permite la comprobación y el cálculo de la armadura de secciones de hormigón. Se ha utilizado para el cálculo de la armadura necesaria de los pilares de la estructura. 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.

V.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:



*Nota: La disposición de las vigas de piso es radial. Sin embargo, en el modelo de SAP 2000, se ha considerado que estas vigas son paralelas respecto al eje. Esto es debido a la realización de un estudio previo donde se demostró que la disposición de ambas geometrías daba como resultados unos esfuerzos casi idénticos, por lo que se permite el análisis de ambos modos con los mismos resultados. En este caso se opta por el ya mencionado con la intención de realizar una mejor estructuración de los resultados y una aproximación adecuada a la realidad.

COACCIONES Y RESTRICCIONES DE LOS NUDOS

La pasarela estará coaccionada frente a movimientos verticales en sus extremos debido a los estribos. Se colocarán muelles de la rigidez oportuna para permitir la dilatación en ambas direcciones en sendos lados del puente.

La unión pila-diafragma se modela con muelles de rigidez correspondiente a los neoprenos dimensionados en los siguientes apartados. Estos neoprenos están diseñados de modo que se permita el movimiento en ambos ejes, de modo que se evite unos esfuerzos excesivos sobre la estructura.

En la zona de cimientos, la pila estará empotrada a la cimentación de modo que se coaccionen todos los posibles movimientos y giros.

COMPORTAMIENTO FRENTE A CARGAS VERTICALES

Frente a cargas verticales, el modelo responde como un modelo de emparrillado. Las cargas se concentran sobre las vigas transversales de piso equiespaciadas 2,5 metros y sobre las vigas longitudinales de sección en cajón.

Las cargas que llegan a las vigas transversales son transmitidas por los mecanismos de flexión y corte a la viga longitudinal. Este tipo de transmisión, junto con la doble curvatura del puente, genera flexiones, cortantes y torsiones en la viga longitudinal que deben analizarse para su correcto dimensionamiento.

Por otro lado los esfuerzos de temperatura generarán esfuerzos de compresión en la estructura que también se analizan en posteriores apartados.

COMPORTAMIENTO FRENTE A CARGAS HORIZONTALES

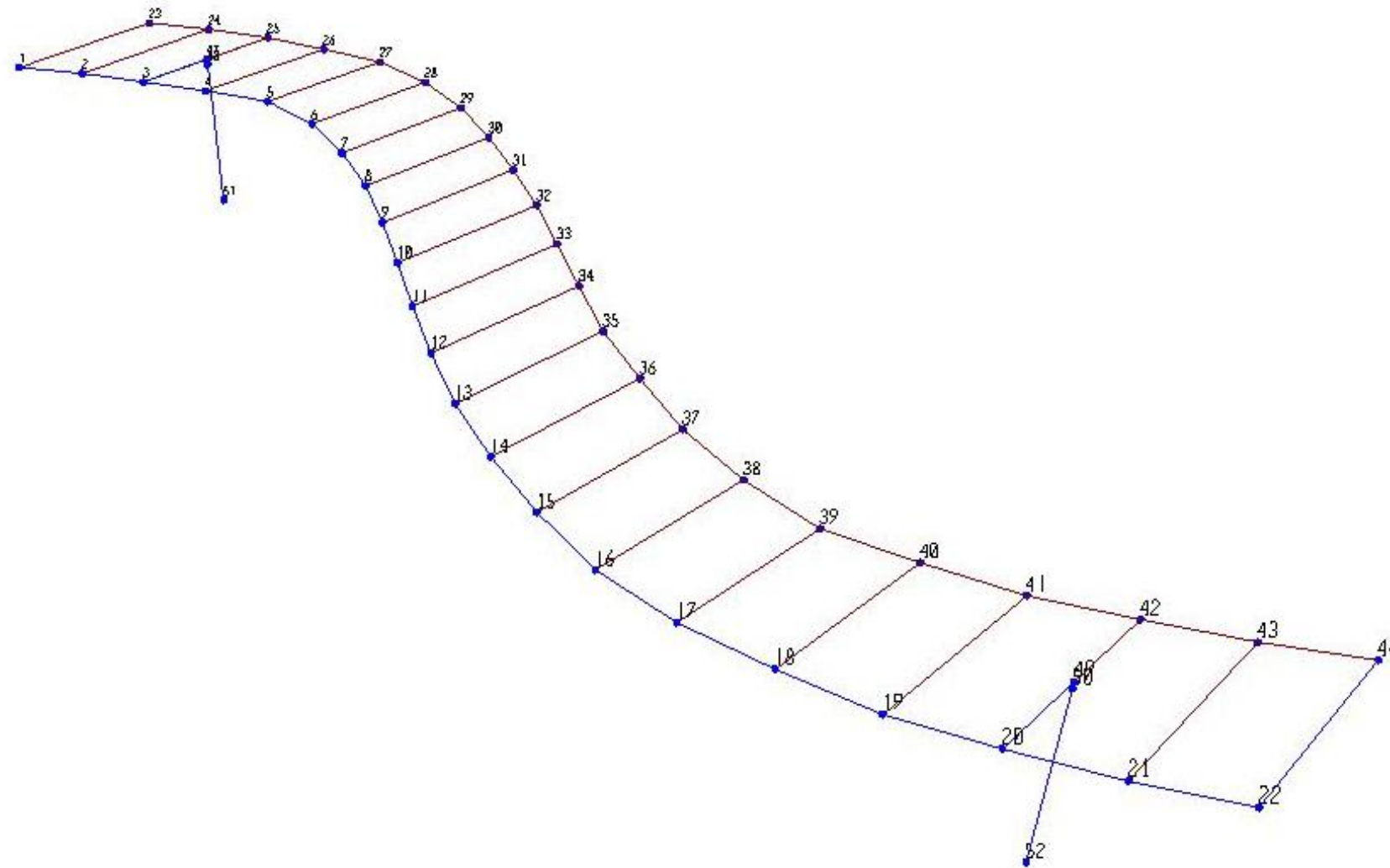
Frente a cargas horizontales, el modelo de emparrillado no es válido y se opta por un modelo similar al modelo tipo viga. La resistencia frente a estas cargas vendrá dada por la losa de hormigón colocada por encima de las vigas transversales, consiguiendo así un comportamiento de forjado casi infinitamente rígido en el plano medio de la estructura. Esta capa de hormigón también controlará las posibles vibraciones que puedan producirse en la estructura.

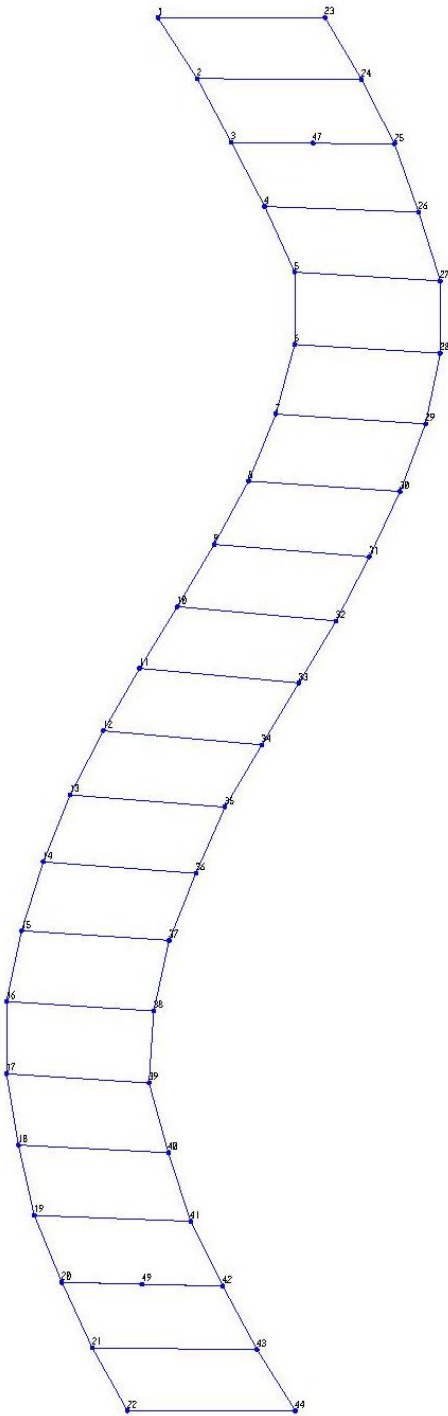
*Nota: La resistencia de la losa de hormigón no se considerará para el análisis del comportamiento frente a cargas verticales, sin embargo su resistencia a cargas horizontales es imprescindible.

NUMERACIÓN

A continuación se muestra una perspectiva y una planta de la numeración de nudos, barras y áreas empleadas en el modelo:

Nudos:





* Nota: En planta, el punto 47 se corresponde con el 48, y el 49 con el 50.

El punto 48 se sitúa un infinitésimo por debajo del punto 47, es decir, a efectos prácticos representan el mismo punto, pero es necesario hacer esta división para modelar correctamente las coacciones de los neoprenos. Ocurre lo mismo con los puntos 49 y 50.

TABLE: Objects And Elements - Joints			
JointElem	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	m	m	m
22	3242.55623	662.55346	138.52
21	3241.33823	664.73668	138.52
20	3240.28275	667.00295	138.52
19	3239.33298	669.31551	138.52
18	3238.78151	671.75393	138.52
17	3238.36836	674.21955	138.52
16	3238.36836	676.71955	138.52
15	3238.8932	679.16384	138.52
14	3239.63915	681.54996	138.52
13	3240.56466	683.87234	138.52
12	3241.7216	686.08852	138.52
11	3242.97588	688.25111	138.52
10	3244.27887	690.38471	138.52
9	3245.55023	692.53729	138.52
8	3246.74675	694.73237	138.52
7	3247.68735	697.04867	138.52
6	3248.34112	699.46168	138.52
5	3248.34112	701.96168	138.52
4	3247.30093	704.235	138.52
3	3246.14709	706.45281	138.52
2	3244.96451	708.65542	138.52
1	3243.61241	710.75823	138.52
44	3248.36644	662.55346	138.52
43	3247.03893	664.67188	138.52
42	3245.8522	666.87226	138.52
41	3244.73804	669.11026	138.52
40	3243.97176	671.48992	138.52
39	3243.30153	673.89841	138.52
38	3243.46549	676.39303	138.52
37	3243.99733	678.8358	138.52
36	3244.92363	681.15786	138.52
35	3245.92659	683.44786	138.52
34	3247.19883	685.59993	138.52
33	3248.48616	687.743	138.52
32	3249.77349	689.88608	138.52
31	3250.92083	692.10725	138.52
30	3251.98377	694.37003	138.52
29	3252.86902	696.70805	138.52
28	3253.38061	699.15514	138.52
27	3253.38061	701.65514	138.52
26	3252.62709	704.03888	138.52
25	3251.79674	706.39696	138.52
24	3250.65867	708.62289	138.52
23	3249.38651	710.77501	138.52
47	3248.97192	706.42488	138.52
49	3243.06748	666.9376	138.52
50	3243.0675	666.9376	138.3
52	3243.0675	666.9376	132.52
48	3248.9719	706.4249	138.3
51	3248.9719	706.4249	132.52

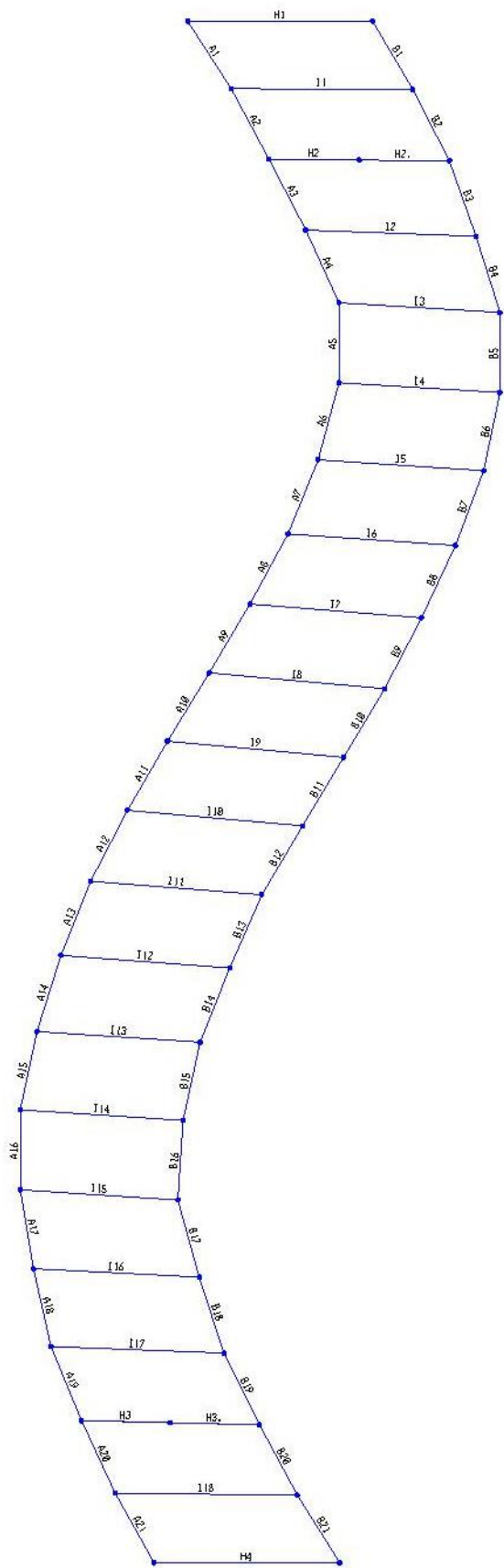
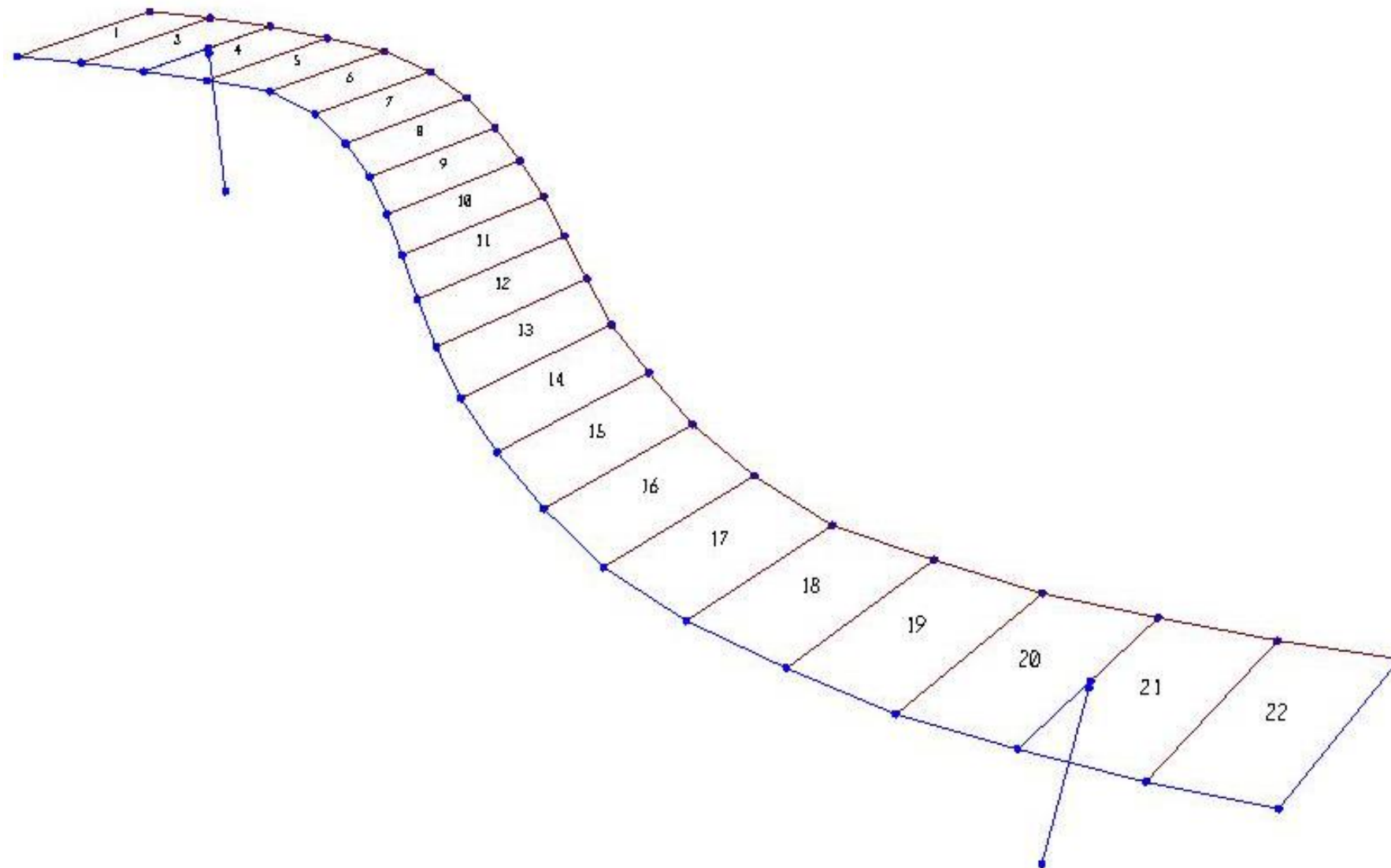


TABLE: Connectivity - Frame		
Frame	JointI	JointI
Text	Text	Text
A1	2	1
A2	3	2
A3	4	3
A4	5	4
A5	6	5
A6	7	6
A7	8	7
A8	9	8
A9	10	9
B1	24	23
B2	25	24
B3	26	25
B4	27	26
B5	28	27
B6	29	28
B7	30	29
B8	31	30
B9	32	31
H1	1	23
H2	3	47
H3	20	49
H4	22	44
I1	2	24
I2	4	26
I3	5	27
I4	6	28
I5	7	29
I6	8	30
I7	9	31
I8	10	32
I9	11	33
P1	48	51
P2	50	52
A10	11	10
A11	12	11
A12	13	12
A13	14	13
A14	15	14
A15	16	15
A16	17	16
A17	18	17
A18	19	18
A19	20	19
A20	21	20
A21	22	21
B10	33	32
B11	34	33
B12	35	34
B13	36	35
B14	37	36
B15	38	37
B16	39	38
B17	40	39
B18	41	40
B19	42	41
B20	43	42
B21	44	43
H2.	47	25
H3.	49	42
I10	12	34
I11	13	35
I12	14	36
I13	15	37
I14	16	38
I15	17	39
I16	18	40
I17	19	41
I18	21	43

Áreas:



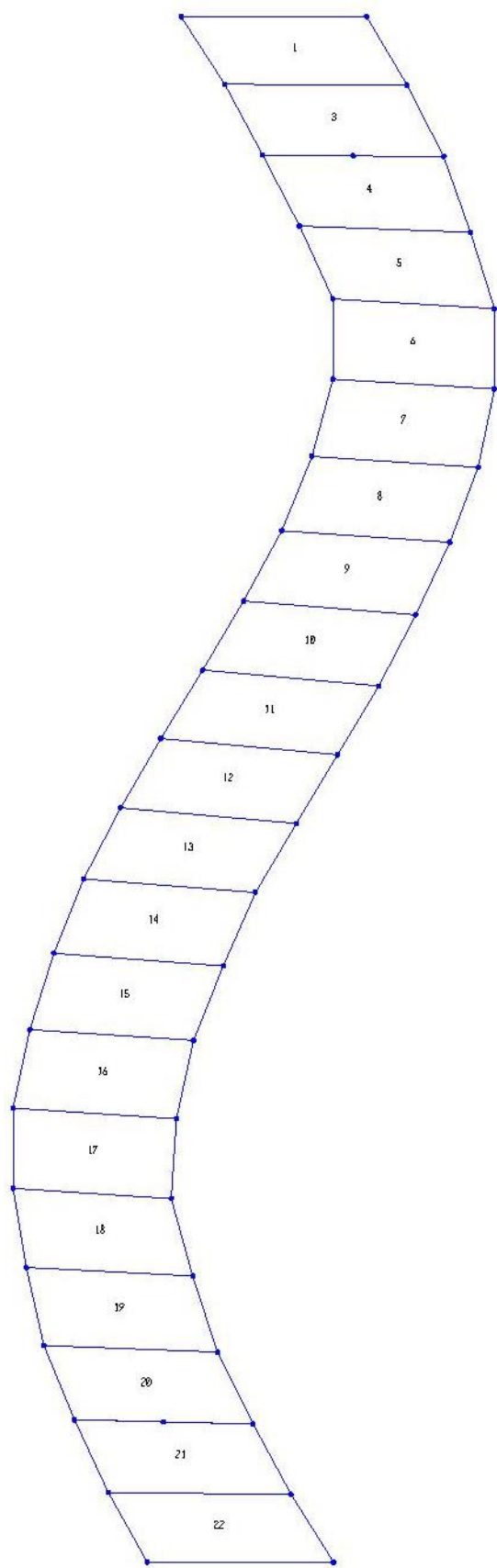


TABLE: Objects And Elements - Areas				
AreaElem	ElemJt1	ElemJt2	ElemJt3	ElemJt4
Text	Text	Text	Text	Text
22	21	22	44	43
21	43	42	20	21
20	42	41	19	20
19	19	18	40	41
18	18	17	39	40
17	39	38	16	17
16	16	15	37	38
15	37	36	14	15
14	14	13	35	36
13	13	12	34	35
12	34	33	11	12
11	11	10	32	33
10	10	9	31	32
9	9	8	30	31
8	30	29	7	8
7	7	6	28	29
6	6	5	27	28
5	5	4	26	27
4	4	3	25	26
3	3	2	24	25
1	2	1	23	24

Una vez analizado el modelo de cálculo, se extraen los siguientes resultados que resultan de interés:

REACCIONES EN LOS NUDOS

Se pueden consultar en el “Anexo 4.1: Datos y resultados del modelo”.

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

Se pueden consultar en el “Anexo 4.1: Datos y resultados del modelo”.

ESFUERZOS EN LAS BARRAS

Se pueden consultar en el “Anexo 4.1: Datos y resultados del modelo”.

VI. Comprobaciones estructurales

VI.1 Superestructura

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 los casos de carga contemplados 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 ello, como se ha podido observar anteriormente, se ha discreteado la sobrecarga de uso en 20 casos de carga distintos y se han evaluado aquellos casos que eran más desfavorables para la estructura, obteniendo envolventes de esfuerzos con los cuales se procede a las comprobaciones de las secciones.

VI.1.1 Vigas longitudinales

VI.1.1.1 Sección de apoyo

VI.1.1.1.1 Definición y clasificación de la sección

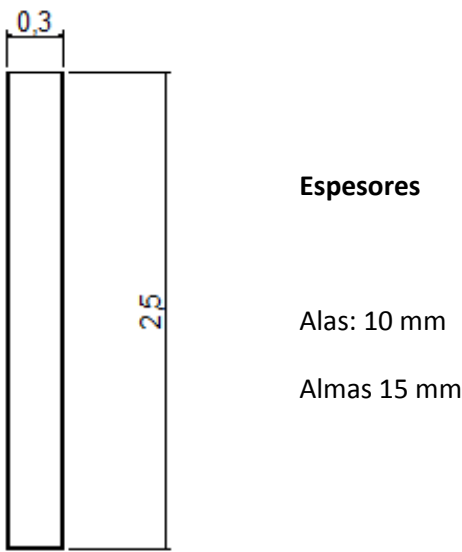


TABLE: Frame Section Properties 01 - General													
Section Name	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2	m3	m3	m3	m3	m	m
Cajón 15 mm espesor	S275	0.0588	0.005174	0.046502	0.001118	0.0744	0	0.037502	0.007451	0.0375	0.007451	0.889	0.3558

Clasificación del ala comprimida

Factor de reducción:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$\frac{d}{t} = \frac{300}{10} = 30 < 33 * 0,924 \rightarrow \text{Clase 1}$$

Clasificación de las almas

Factor de reducción:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\frac{d}{t} = \frac{2480}{15} = 165,33 > 124 * 0,924 \rightarrow \text{Clase 4}$$

Se procede a la reducción de la sección

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} < 1 \text{ (del lado de la seguridad)}$$

Dónde:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{fy}{\sigma_{cr}}} = \frac{\frac{b}{t}}{28,4 * \epsilon * \sqrt{K_\sigma}}$$

Con K_σ = 23,8 (tabla 20.7.b), ya que Ψ = -1 (flexión pura)

Tabla 20.7.b
Coeficiente reductor ρ (paneles con un borde libre)

PANELES CON UN BORDE LIBRE

Deflexiones laterales

Anchura reducida (b_1)

$\alpha_1 > 0$ (compresión)

$$b_1 = \rho b$$

$$1 > \psi > 0$$

$$b_1 = \rho b_2 = \rho \frac{b}{1 - \psi}$$

$$\psi < 0$$

$$\psi = \frac{e_2}{e_1}$$

$$\psi > 1$$

$$1$$

$$1 > \psi > 0$$

$$0$$

$$0 > \psi > -1$$

$$-1$$

$$\lambda_p = 0,57 - \frac{0,21}{\psi} + \frac{0,07}{\psi^2}$$

$$0,43$$

$$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$$

$$1,70$$

$$\sqrt{17 - 5\psi + 17\psi^2}$$

$$23,8$$

$\alpha_1 < 0$ (tracción)

$$b_1 = \rho b_2$$

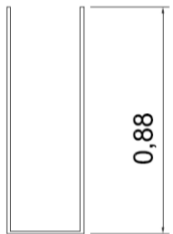
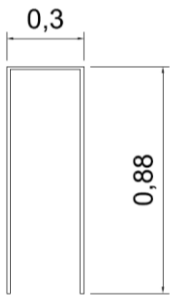
$$\psi = \frac{e_1}{e_2} \quad \text{para} \quad -3 < \psi < 0$$

$$\lambda_p = 0,57 - \frac{0,21}{\psi} + \frac{0,07}{\psi^2}$$

λ_p = coeficiente de esbeltez

De modo que λ_p = 1,288 y ρ = 0,71

Con dicha reducción, la sección de cálculo queda reducida a la siguiente:



VI.1.1.1.2 Comprobación a flexión de la sección

Para la comprobación de la sección se ha considerado aquella combinación que produce los esfuerzos de flexión más desfavorables en la estructura.

Según el artículo 34.6. de la EAE la torsión ocasiona una disminución de la resistencia a cortante de la sección.

Para secciones huecas:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,ed}}{\frac{fy}{\sqrt{3}} \frac{\gamma mo}{\gamma mo}} \right] V_{pl,Rd}$$

Dónde:

$$V_{pl,rd} \text{ (kN)} = \frac{Av * \frac{fy}{\sqrt{3}}}{\gamma mo} = 11250,08 \text{ kN}$$

- Av = 74400 mm²

Y la tensión tangencial debida a la torsión (descompuesta como un efecto de cortante):

$$\tau_{t,ed} = \frac{V}{A_w} = \frac{320/30}{74400} = 23,81 \frac{N}{mm^2}$$

De modo que $V_{pl,T,Rd} = 9478,15 \text{ kN}$

$V_{ed} = 1370 < 0,5 \cdot V_{pl,T,Rd}$, por lo que se puede despreciar la acción del cortante y no ocasiona reducción de la resistencia a flexión de la pieza

$$M_{c,rd} (kN \cdot m) = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0,0375 \cdot 275}{1,05} = 9821,98 \text{ kN} \cdot m$$

Donde $M_{c,rd}$ es la resistencia a flexión de la sección. Dado que el $M_{ed} = 7010 \text{ kN} \cdot m$, queda comprobada la resistencia a flexión de la sección.

VI.1.1.1.3 Comprobación de pandeo por flexión de la pieza

Las vigas longitudinales pueden sufrir un efecto de pandeo lateral debido a la flexión a la que están sometidas. Por ello se debe estudiar el pandeo lateral de la sección:

A continuación se indican la esbeltez reducida " λ " y el coeficiente de reducción por pandeo " χ ":

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{37063015,97 \cdot 275}{1,20669 \cdot 10^{11}}} = 0,29234$$

$$\text{Con } M_{cr} = \frac{1}{k_c^2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr}^2} \cdot \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,20669 \cdot 10^{11} \text{ N} \cdot mm$$

Donde $L_{cr} = \beta \cdot L = 2 \cdot 2,5 \text{ (m)} = 5 \text{ m (del lado de la seguridad)}$

$K_c = 0,90$ (tabla 35.2.2.1.b)

Tabla 35.2.2.1.b
Factor de corrección k_c

Distribución de momentos flexores	k_c
	1,0
	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

De donde se deduce:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,5778$$

Donde $\alpha_{LT} = 0,76 \rightarrow$ curva de pandeo "d" (otras secciones)

De modo que el coeficiente de reducción por pandeo lateral se obtiene de la siguiente forma:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,92916 < 1$$

De modo que:

$$M_{c,rd} (kN \cdot m) = \chi \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = 0,92916 \cdot \frac{0,0375 \cdot 275}{1,05} = 9126,23 \text{ kN} \cdot m$$

De este modo se comprueba que la estructura no tiene problemas por pandeo lateral

VI.1.1.1.4 Comprobación de abolladura de la sección

Los paneles del alma, al ser de clase 4, son susceptibles de abollar, por lo que se debe comprobar este estado límite y en su caso disponer de rigidizadores transversales y/o longitudinales.

Primero se debe comprobar que hay que hacer comprobación de abolladura:

$$\frac{hw}{tw} > \frac{72}{\eta} * \varepsilon \text{ (para paneles de almas no rigidizadas)}$$

$$\frac{hw}{tw} > \frac{31}{\eta} * \varepsilon * \sqrt{Kt} \text{ (para paneles de almas rigidizadas)}$$

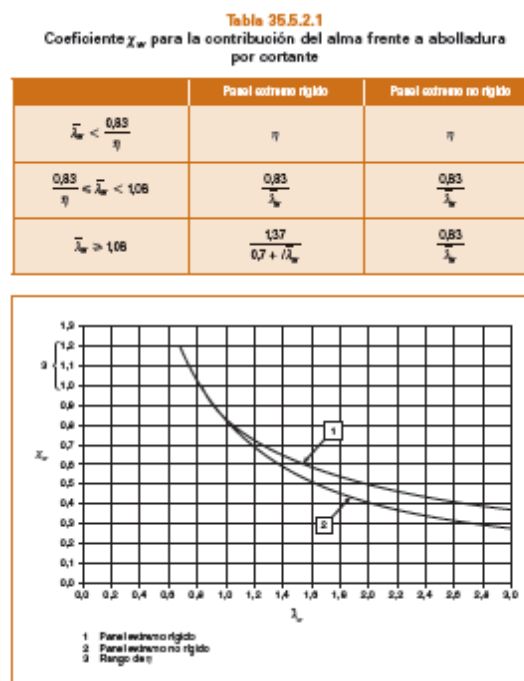
Con $\eta = 1,2$ y con k_t definido en apartados siguientes, siendo $h_w/t_w = 165,33$, se comprueba que hay que comprobar la abolladura.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} < \frac{\eta * \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} * h_w * t_w}{\gamma m1} = 6804,45 \text{ kN}$$

En donde el término correspondiente al ala de la sección se desprecia del lado de la seguridad.

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w * \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} * h_w * t_w}{\gamma m1}$$

Donde el factor χ_w viene dado por la tabla 35.5.2.1



Se optará por encontrar el valor en la gráfica número 2 del lado de la seguridad (panel extremo no rígido).

Para ello se necesita el parámetro λ_w

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}} = 0,956$$

Donde $\tau_{cr} = k_t * \sigma_E$ con:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{tw}{hw}\right)^2 = 6,94 \frac{N}{mm^2}$$

Para determinar el factor, k_t , se definen los rigidizadores transversales que se van a utilizar (se va a prescindir por el momento de rigidizadores longitudinales). Se colocarán chapas transversales de toda la sección de cajón de espesor 10 mm y equiespaciadas 1250 mm

Por lo cual, $a/h_w, 1250/2500 = 0.5$

$$k_t = 4,00 + 5,34 * \left(\frac{hw}{a}\right)^2 + ktsl = 25,019$$

Donde $ktsl = 0$ ya que no se disponen rigidizadores longitudinales

Con el dato de $\lambda_w = 0,965$ y $\eta = 1,2$, se entra en la tabla y se obtiene un valor $\chi_w = 0,868$.

De modo que:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \frac{0,868 * \frac{500}{\sqrt{3}} * 2500 * 15}{1,1} = 4699,273 \text{ kN}$$

Los esfuerzos a los que está sometida la sección respecto a la comprobación de abolladura son de corte y de torsión. Del lado de la seguridad, se considerará la torsión como un par de esfuerzos cortantes de signo desfavorable, de modo que la resistencia de la sección debe soportar el esfuerzo cortante producido por el propio cortante y el torsor.

Los esfuerzos de la sección son un cortante de valor 1370 kN y un esfuerzo torsor de 505 kN*m, con un brazo equivalente al ancho de la sección (30mm).

$$V_{ed} = 1370 + \frac{505}{0,285} = 3141,928 \text{ kN} < 4699,273 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

VI.1.1.1.5 Comprobación a pandeo por compresión de la sección

Sometida a compresión por los esfuerzos de temperatura, la pieza puede sufrir efectos de pandeo lateral. Es por ello que se debe evaluar este estado de inestabilidad:

A continuación se indican la esbeltez reducida “ λ ” y el coeficiente de reducción por pandeo “ χ ”:

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{37063015,97 * 275}{9,27 * 10^7}} = 0,4178$$

$$\text{Con } N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = 9,27 * 10^7 \text{ N} * \text{mm}$$

$$\text{Donde } L_{cr} = \beta * L = 2 * 2,5 \text{ (m)} = 5 \text{ m (del lado de la seguridad)}$$

Se deduce:

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,67$$

Donde $\alpha_{LT} = 0,76 \rightarrow$ curva de pandeo “d” (otras secciones)

De modo que el coeficiente de reducción por pandeo lateral se obtiene de la siguiente forma:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,8375 < 1$$

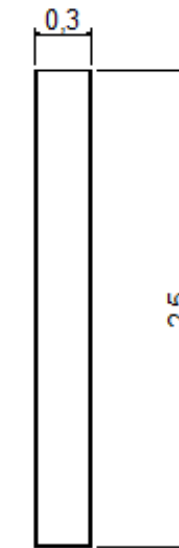
De modo que:

$$M_{c,rd} \text{ (kN} * \text{m)} = X \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{mo}} = 0,8375 * \frac{0,0375 * 275}{1,05} = 12317,58 \text{ kN}$$

De este modo se comprueba que la estructura no tiene problemas por pandeo lateral en elementos sometidos a compresión, ya que el esfuerzo máximo es de 2400 kN.

VI.1.1.1 Sección centro de vano

VI.1.1.1.1 Definición y clasificación de la sección



Espesores

Alas: 10 mm

Almas 10 mm

TABLE: Frame Section Properties 01 - General													
Section Name	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2	m3	m3	m3	m3	m	m
Cajón 10 mm espesor	S275	0.0302	0.00375	0.031311	0.00055	0.0049	0	0.025048	0.00044	0.288052	0.000506	1.0223	0.1353

Clasificación del ala comprimida

Factor de reducción:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$\frac{d}{t} = \frac{300}{10} = 30 < 33 * 0,924 \rightarrow \text{Clase 1}$$

Clasificación de las almas

Factor de reducción:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

$$\frac{d}{t} = \frac{2480}{10} = 248 > 124 * 0,924 \rightarrow \text{Clase 4}$$

Se procede a la reducción de la sección

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} < 1 \text{ (del lado de la seguridad)}$$

Dónde:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{fy}{\sigma_{cr}}} = \frac{\frac{b}{t}}{28,4 * \epsilon * \sqrt{K_\sigma}}$$

Con Kσ = 23,8 (tabla 20.7.b), ya que Ψ = -1 (flexión pura)

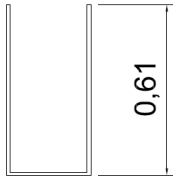
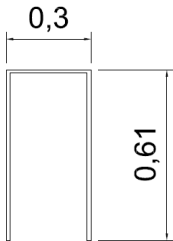
Tabla 20.7.b
Coeficiente reductor ρ (paneles con un borde libre)

PANELES CON UN BORDE LIBRE					
Deformaciones externas		Anchura reducida (b_1)			
$\alpha_1 > 0$ (suspensión)					
	BORDE LIBRE		$b_1 = \rho b$ $1 > \rho > 0$		
	BORDE LIBRE		$b_1 = \rho b_2 = \rho \frac{b}{1 - \psi}$ $\psi < 0$		
$\psi = \frac{e_2}{e_1}$	$\psi > 1$	1	$1 > \rho > 0$	0	$0 > \psi > -1$
λ_p	$0,57 - \frac{0,21}{\psi} + \frac{0,67}{\psi^2}$	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$17 - 6\psi + 17\psi^2$
					23,8
$\alpha_1 < 0$ (tracción)					
	BORDE LIBRE		$b_1 = \rho b_2$		
$\psi = \frac{e_1}{e_2}$	para $-3 \leq \psi \leq 0$	$\lambda_p = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$			

λ_p = coeficiente de abolladura.

De modo que λ_p = 1,932 y ρ = 0,488

Con dicha reducción, la sección de cálculo queda reducida a la siguiente:



VI.1.1.1.2 Comprobación a flexión de la sección

Para la comprobación de la sección se ha considerado aquella combinación que produce los esfuerzos de flexión más desfavorables en la estructura.

Según el artículo 34.6. de la EAE la torsión ocasiona una disminución de la resistencia a cortante de la sección.

Para secciones huecas:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,ed}}{\frac{fy}{\sqrt{3}} \over \gamma mo} \right] V_{pl,Rd}$$

Dónde:

$$V_{pl,rd} \text{ (kN)} = \frac{Av * \frac{fy}{\sqrt{3}}}{\gamma mo} = 7500,054 \text{ kN}$$

- $A_v = 49600 \text{ mm}^2$

Y la tensión tangencial debida a la torsión (descompuesta como un efecto de cortante):

$$\tau_{t,ed} = \frac{V}{A_w} = \frac{300/29}{49600} = 20,689 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

De modo que $V_{pl,T,Rd} = 6473,84 \text{ kN}$

$V_{ed} = 40 < 0,5 \cdot V_{pl,T,Rd}$, por lo que se puede despreciar la acción del cortante y no ocasiona reducción de la resistencia a flexión de la pieza

$$M_{c,rd} (\text{kN} \cdot \text{m}) = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{0,0252 \cdot 275}{1,05} = 6613,322 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Donde $M_{c,rd}$ es la resistencia a flexión de la sección. Dado que el $M_{ed} = 3250 \text{ kN} \cdot \text{m}$ queda comprobada la resistencia a flexión de la sección.

VI.1.1.1.3 Comprobación de pandeo por flexión de la sección

Las vigas longitudinales pueden sufrir un efecto de pandeo lateral debido a la flexión a la que están sometidas. Por ello se debe estudiar el pandeo lateral de la sección:

A continuación se indican la esbeltez reducida " λ " y el coeficiente de reducción por pandeo " χ ":









$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{25250866,71 \cdot 275}{7,23 \cdot 10^{10}}} = 0,309$$

$$\text{Con } M_{cr} = \frac{1}{k c^2} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr}^2} \cdot \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right)^{\frac{1}{2}} = 7,23 \cdot 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Donde $L_{cr} = \beta \cdot L = 2 \cdot 2,5 \text{ (m)} = 5 \text{ m (del lado de la seguridad)}$

$K_c = 0,90$ (tabla 35.2.2.1.b)

Tabla 35.2.2.1.b
Factor de corrección k_c

Distribución de momentos flectores	k_c
 $\eta = 1$	1,0
 $-1 \leq \eta \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\eta}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,88
	0,77
	0,82

De donde se deduce:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,589$$

Donde $\alpha_{LT} = 0,76 \rightarrow$ curva de pandeo "d" (otras secciones)

De modo que el coeficiente de reducción por pandeo lateral se obtiene de la siguiente forma:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,916 < 1$$

De modo que:

$$M_{c,rd} (\text{kN} \cdot \text{m}) = \chi \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = 0,916 \cdot \frac{0,0252 \cdot 275}{1,05} = 6058,82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

De este modo se comprueba que la estructura no tiene problemas por pandeo lateral.

VI.1.1.1.4 Comprobación de abolladura de la sección

Los paneles del alma, al ser de clase 4, son susceptibles de abollar, por lo que se debe comprobar este estado límite y en su caso disponer de rigidizadores transversales y/o longitudinales.

Primero se debe comprobar que hay que hacer comprobación de abolladura:

$$\frac{hw}{tw} > \frac{72}{\eta} * \varepsilon \text{ (para paneles de almas no rigidizadas)}$$

$$\frac{hw}{tw} > \frac{31}{\eta} * \varepsilon * \sqrt{Kt} \text{ (para paneles de almas rigidizadas)}$$

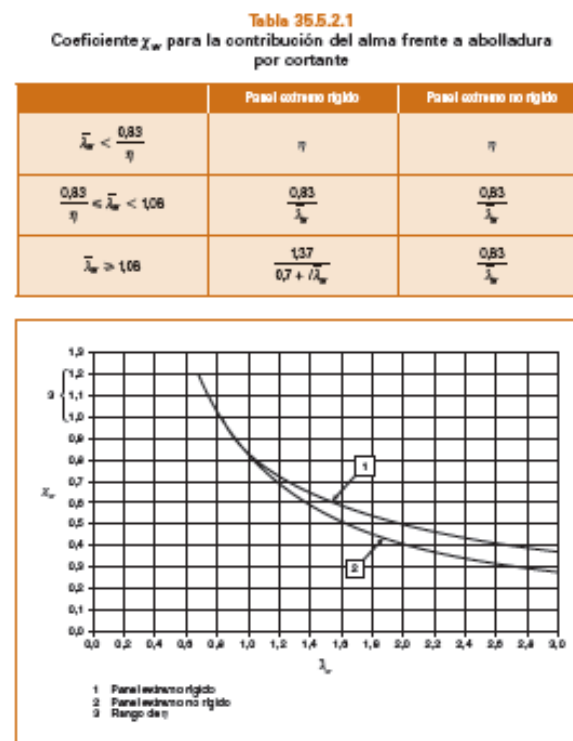
Con $\eta = 1,2$ y con k_t definido en apartados siguientes, siendo $h_w/t_w = 248$, se comprueba que hay que comprobar la abolladura.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} < \frac{\eta * \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} * h_w * t_w}{\gamma m1} = 4536,32 \text{ kN}$$

En donde el término correspondiente al ala de la sección se desprecia del lado de la seguridad.

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w * \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} * h_w * t_w}{\gamma m1}$$

Donde el factor χ_w viene dado por la tabla 35.5.2.1



Se optará por encontrar el valor en la gráfica número 2 del lado de la seguridad (panel extremo no rígido).

Para ello se necesita el parámetro λ_w

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}} = 2,355$$

Donde $\tau_{cr} = k_t * \sigma_E$ con:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \nu^2)} * \left(\frac{tw}{hw}\right)^2 = 3,085 \frac{N}{mm^2}$$

Para determinar el factor, k_t , se definen los rigidizadores transversales que se van a utilizar (se va a prescindir por el momento de rigidizadores longitudinales). Se colocarán chapas transversales de toda la sección de cajón de espesor 10 mm y equiespaciadas 2500 mm

Por lo cual, a/h_w , $2500/2500 = 1$

$$k_t = 4,00 + 5,34 * \left(\frac{hw}{a}\right)^2 + k_{tsl} = 9,276$$

Donde $k_{tsl} = 0$ ya que no se disponen rigidizadores longitudinales

Con el dato de $\lambda_w = 2,355$ y $\eta = 1,2$, se entra en la tabla y se obtiene un valor $\chi_w = 0,352$.

De modo que:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \frac{0,352 * \frac{500}{\sqrt{3}} * 2500 * 10}{1,1} = 1271,782 \text{ kN}$$

Los esfuerzos a los que está sometida la sección respecto a la comprobación de abolladura son de corte y de torsión. Del lado de la seguridad, se considerará la torsión como un par de esfuerzos cortantes de signo desfavorable, de modo que la resistencia de la sección debe soportar el esfuerzo cortante producido por el propio cortante y el torsor.

Los esfuerzos de la sección son un cortante de valor 40 kN y un esfuerzo torsor de 300 kN*m, con un brazo equivalente al ancho de la sección (30mm).

$$V_{ed} = 40 + \frac{300}{0,29} = 1074,48 \text{ kN} < 1271,782 \text{ kN} \rightarrow \text{cumple}$$

VI.1.1.1.5 Comprobación de pandeo por compresión de la sección

Sometida a compresión por los esfuerzos de temperatura, la pieza puede sufrir efectos de pandeo lateral. Es por ello que se debe evaluar este estado de inestabilidad:

A continuación se indican la esbeltez reducida λ y el coeficiente de reducción por pandeo X obtenidos de la combinación más desfavorable.

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{25250866,71 * 275}{4,59 * 10^7}} = 0,4252$$

$$\text{Con } N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = 4,59 * 10^7 \text{ N} * \text{mm}$$

$$\text{Donde } L_{cr} = \beta * L = 2 * 2,5 \text{ (m)} = 5 \text{ m (del lado de la seguridad)}$$

Se deduce:

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,676$$

Donde $\alpha_{LT} = 0,76 \rightarrow$ curva de pandeo “d” (otras secciones)

De modo que el coeficiente de reducción por pandeo lateral se obtiene de la siguiente forma:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,8322 < 1$$

De modo que:

$$M_{c,rd} \text{ (kN} * \text{m)} = X \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{mo}} = 0,8322 * \frac{0,0252 * 275}{1,05} = 6285 \text{ kN}$$

De este modo se comprueba que la estructura no tiene problemas por pandeo lateral en elementos sometidos a compresión, ya que el esfuerzo máximo es de 1650 kN

VI.1.2 Vigas de piso

VI.1.2.1 Definición y clasificación de la sección

Las vigas de piso están dimensionadas con perfiles IPE-300, el cual tiene las siguientes características

TABLE: Frame Section Properties 01 - General													
SectionName	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2	m3	m3	m3	m3	m	m
IPE300	S275	0.00538	0.000000199	0.000084	0.00000604	0.00213	0.002675	0.000557	0.000081	0.000628	0.000125	0.124626	0.033506

VI.1.2.2 Comprobación flexión de la sección

Para la comprobación de la sección se ha considerado aquella combinación que produce los esfuerzos de flexión más desfavorables en la estructura.

$$V_{pl,rd} \text{ (kN)} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{mo}} = 388,38 \text{ kN}$$

Donde

$$- A_v = 2569 \text{ mm}^2$$

$V_{ed} = 100 \text{ kN} < 0,5 * V_{pl,rd}$, por lo que se puede despreciar la acción del cortante y no ocasiona reducción de la resistencia a flexión de la pieza

$$M_{c,rd} \text{ (kN} * \text{m)} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{mo}} = 164,57 \text{ kN} * \text{m}$$

Donde $M_{c,rd}$ es la resistencia a flexión de la sección. Dado que el $M_{ed} = 120 \text{ kN} * \text{m}$ queda comprobada la resistencia a flexión de la sección.

VI.1.2.3 Comprobación de pandeo por flexión de la sección

La losa de hormigón, considerada infinitamente rígida en su plano medio, sirve como sujeción para la viga de piso de modo que no haya posibilidad de pandeo lateral. Es por ello que todas las vigas de piso se unirán a la losa de hormigón para impedir este efecto de inestabilidad de la estructura.

VI.1.2.4 Comprobación de pandeo por compresión de la sección

Sometida a compresión por los esfuerzos de temperatura, la pieza puede sufrir efectos de pandeo lateral. Es por ello que se debe evaluar este estado de inestabilidad. Se adoptará la carga crítica de eje débil aunque el pandeo en este eje esté impedido por la losa de hormigón. Sin embargo, con este cálculo nos quedamos del lado de la seguridad (ya que si no existe pandeo en el eje débil, tampoco lo habrá en el eje fuerte):

A continuación se indican la esbeltez reducida “ λ ” y el coeficiente de reducción por pandeo “ χ ”.

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{628360 * 275}{1,72 * 10^6}} = 0,928$$

$$\text{Con } N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = 1,72 * 10^6 \text{ N} * \text{mm}$$

$$\text{Donde } L_{cr} = \beta * L = 0,5 * 5,4 \text{ (m)} = 2,7 \text{ m (del lado de la seguridad)}$$

Se deduce:

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 1,109$$

Donde $\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow$ curva de pandeo “c” (sección en doble T, $h/b < 2$)

De modo que el coeficiente de reducción por pandeo lateral se obtiene de la siguiente forma:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,5824 < 1$$

De modo que:

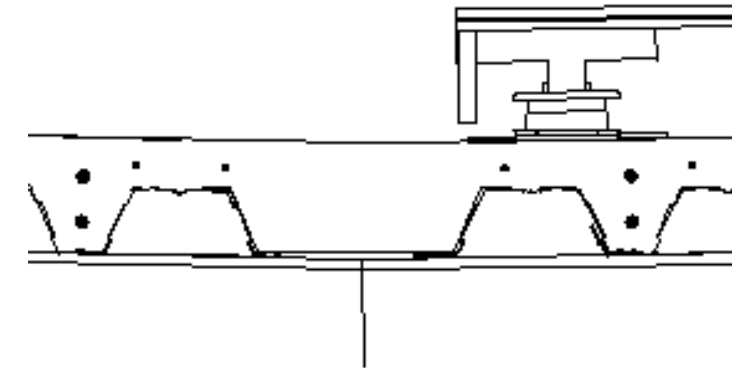
$$M_{c,rd} \text{ (kN} * \text{m)} = \chi * \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{mo}} = 0,5824 * \frac{0,00062836 * 275}{1,05} = 783,58 \text{ kN}$$

De este modo se comprueba que la estructura no tiene problemas por pandeo lateral en elementos sometidos a compresión, ya que el esfuerzo máximo es de 450 kN.

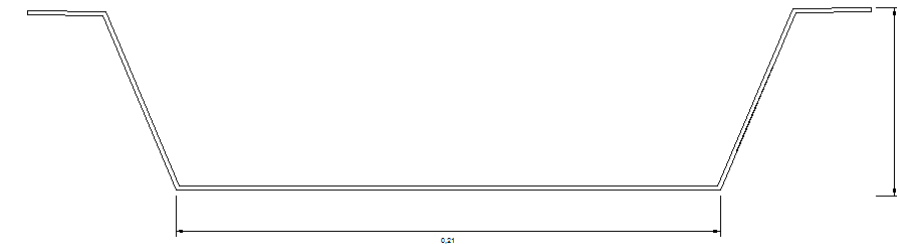
Al haber realizado el cálculo con el eje débil (el cual no patea debido a la losa de hormigón), se asegura el comportamiento correcto comportamiento de la sección en el eje fuerte.

VI.1.2.5 Unión de perfiles

En la unión de los perfiles IPE-300 no se puede disponer la chapa grecada de manera continua debido a la inclinación de ambos lados.



Es por ello que se necesita realizar la unión con una chapa intermedia. Dicha chapa tiene la siguiente sección:



Se debe comprobar la resistencia a flexión de dicha chapa, ya que en el proceso de hormigonado, debe resistir la flexión que ejerce el hormigón fresco.

$$\text{Peso (kN/m)} = 25 * 0,16 * 0,13 = 0,52 \text{ kN/m}$$

De modo que considerando la chapa biapoyada entre las vigas transversales:

$$\text{Med (kN} * \text{m)} = \frac{0,52 * 2,5^2}{8} = 0,40625 \text{ kN} * \text{m}$$

Y el momento resistido por la sección es:

$$\text{M}_{rd} \text{ (kN} * \text{m)} = \frac{W_y * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{9,98 * 10^{-6} * 275 * 10^3}{1,05} = 2,61 \text{ kN} * \text{m}$$

Donde $W_y = I_y/d = 4,2525 \cdot 10^{-8} / 0,0426 = 9,98 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$

Así queda demostrado que se puede disponer el mismo espesor de chapa grecada de 1,5 mm en el enlace de los perfiles IPE 300

VI.1.3 Diafragmas

VI.1.3.1 Definición y clasificación de la sección

Las vigas de piso están dimensionadas con vigas armadas, las cuales tiene la siguiente sección y características:



TABLE: Frame Section Properties 01 - General													
SectionName	Material	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22	R33	R22
Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2	m3	m3	m3	m3	m	m
Viga armada para apoyos	S275	0.0528	1	0.0113	0.000789	0.02084	0	0.0208	0.002916	0.0208	0.002916	1	1

VI.1.3.2 Comprobación flexión de la pieza

Para la comprobación de la sección se ha considerado aquella combinación que produce los esfuerzos de flexión más desfavorables en la estructura.

$$V_{pl,rd} (kN) = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{mo}} = 3957,942 \text{ kN}$$

- Donde
- $A_v = 26175 \text{ mm}^2$

$V_{ed} = 2300 \text{ kN} > 0,5 \cdot V_{pl,rd}$, por lo que no se puede despreciar la acción del cortante y ocasiona reducción de la resistencia a flexión de la pieza:

$$\rho = \left(\frac{2 * V_{ed}}{V_{pl,rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 * 2130}{3957,94} - 1 \right)^2 = 0.005824$$

Con este coeficiente, el límite elástico f_y debe reducirse en $(1 - 0.005824) * 275 = 273,39 \frac{N}{mm^2}$

De modo que la resistencia a flexión de la sección viene dada por la expresión:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho * A_w^2}{4 * t_w} \right] * f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{\left[21639085 - \frac{0,000582 * (1082000 * 25)^2}{4 * 25} \right] * 273}{1,05} = 5623,27 \text{ kN} * m$$

Dado que el $M_{ed} = 3900 \text{ kN} * m$ queda comprobada la resistencia a flexión de la sección.

El momento torsor genera esfuerzos cortantes en las alas, de modo que hay que comprobar que la sección de las alas resiste los cortantes generados por el torsor.
De modo que el cortante que debe resistir es el siguiente:

$$V_{ed} = \frac{1710}{1,082} = 1580,4 \text{ kN}$$

Dónde:

$$V_{pl,rd} (kN) = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{mo}} = 4899,22 \text{ kN}$$

- A_v (de las alas) = 32400 mm^2

Por lo que las alas resisten los esfuerzos de cortante.

VI.1.3.3 Comprobación de pandeo por flexión de la sección

Las vigas transversales pueden sufrir un efecto de pandeo lateral debido a la flexión a la que están sometidas. Por ello se debe estudiar el pandeo lateral de la sección:

A continuación se indican la esbeltez reducida λ y el coeficiente de reducción por pandeo χ obtenidos de la combinación más desfavorable.

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y * fy}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{21639085 * 275}{1,26 * 10^{11}}} = 0,216$$

$$\text{Con } M_{cr} = \frac{1}{k_c^2} * \frac{\pi^2 * E * I_z}{L_{cr}^2} * \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,26 * 10^{11} N * mm$$

$$\text{Donde } L_{cr} = \beta * L = 0,5 * 5,4 (m) = 2,7 m \text{ (la viga esta biempotrada)}$$

$$K_c = 0,90 \text{ (tabla 35.2.2.1.b)}$$

Tabla 35.2.2.1.b
Factor de corrección k_c

Distribución de momentos flectores	k_c
$\psi = 1$	1,0
$-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,62

De donde se deduce:

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,5297$$

Donde $\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow$ curva de pandeo “c” (sección en doble T, $h/b < 2$)

De modo que el coeficiente de reducción por pandeo lateral se obtiene de la siguiente forma:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,98 < 1$$

De modo que:

$$M_{c,rd} (kN * m) = X \frac{W_{pl,y} * fy}{\gamma_{mo}} = 0,98 * \frac{0,0216 * 275}{1,05} = 5550,17 kN * m$$

De este modo se comprueba que la estructura no tiene problemas por pandeo lateral

VI.1.3.4 Comprobación de pandeo por compresión de la sección

Sometida a compresión por los esfuerzos de temperatura, la pieza puede sufrir efectos de pandeo lateral. Es por ello que se debe evaluar este estado de inestabilidad:

A continuación se indican la esbeltez reducida “ λ ” y el coeficiente de reducción por pandeo “ χ ”.

$$\lambda = \sqrt{\frac{W_y * fy}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{21639085 * 275}{1,94 * 10^8}} = 0,286$$

$$\text{Con } N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2} = 1,94 * 10^8 N * mm$$

$$\text{Donde } L_{cr} = \beta * L = 0,5 * 5,4 (m) = 2,7 m \text{ (del lado de la seguridad)}$$

Se deduce:

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,5739$$

Donde $\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow$ curva de pandeo “c” (sección en doble T, $h/b < 2$)

De modo que el coeficiente de reducción por pandeo lateral se obtiene de la siguiente forma:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,933 < 1$$

De modo que:

$$M_{c,rd} (kN * m) = X \frac{W_{pl,y} * fy}{\gamma_{mo}} = 0,933 * \frac{0,02163 * 275}{1,05} = 13523,66 kN$$

De este modo se comprueba que la estructura no tiene problemas por pandeo lateral en elementos sometidos a compresión, ya que el esfuerzo máximo es de 450 kN

VI.2 Subestructura

VI.2.1 Pilares

VI.2.1.1 Definición de la sección

La sección de la pila es octogonal, en la cual se puede inscribir un círculo de 0,8 metros de diámetro. Para el cálculo, de modo simplificado, se empleará dicho círculo circunscrito. Para ello se utilizarán los materiales indicados en el apartado "II.3 Características de los materiales".

VI.2.1.2 Estado límite de inestabilidad: Pandeo

La sección está sometida a axil de compresión. Sin embargo, en la norma UNE, exige que en el cálculo se tenga en cuenta una excentricidad mínima inicial de h/30 o 20 mm (el máximo es 26,6 mm). Además hay que contemplar la excentricidad que se da debido a efectos de segundo orden.

Para ello se procede al cálculo de la esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{n}}$$

De donde:

$$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef}) \quad (\text{si } \varphi_{ef} \text{ no es conocido, se puede usar } A = 0,7);$$

$$B = 1 + \sqrt{1 + 2\omega} \quad (\text{si } \omega \text{ no es conocido, se puede usar } B = 1,1);$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (\text{si } r_m \text{ no es conocido, se puede usar } C = 0,7);$$

φ_{ef} = coeficiente de fluencia eficaz, véase el apartado 5.8.4;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; cuantía mecánica de la armadura;

A_s = es el área total de la armadura pasiva longitudinal;

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; esfuerzo axil relativo;

$r_m = M_{01} / M_{02}$; relación entre momentos;

M_{01}, M_{02} son los momentos de empotramiento de primer orden. $|M_{01}| \geq |M_{02}|$.

Se tomarán A = 0,7 (valor recomendado)

B = 1,1 (valor recomendado)

C = 0,7 (ya que $r_m = 1$)

$$n = \frac{4000 \text{ kN}}{\pi * \frac{0,8^2}{4} * 20 \text{ MPa}} = 0,4$$

Obteniéndose un valor de la esbeltez límite de 17,09

Se obtiene ahora el valor de la esbeltez

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

Dónde:

$$l_0 = \beta * L = 2 * 5,65 = 11,3 \text{ metros}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{4} * \pi * r^4}{\pi * r^2}} = 200$$

Dando como resultado una esbeltez de 56,50. Esto significa que se deben considerar los efectos de segundo orden

Cálculo de los efectos de segundo orden:

Para ello se ha utilizado el método de la curvatura nominal del EC-2:

$$e_2 = \frac{1}{r} * \frac{l_0^2}{c}$$

De donde c = 10 (debido a que es una sección constante)

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_0} * Kr * K\varphi$$

Dónde:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 * d} = 0,006356$$

Con $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E} = 0,00207$ y d = 725 mm

$$K\varphi = 1 + \beta * \varphi_{eff} = 1,21$$

Con $\varphi_{eff} = 3 * \frac{93}{160} = 1,75$ y $\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,123$

*Nota: Se coge $\varphi_o = 3$

$$Kr = \frac{vu - vd}{vu - vbal} = 1,0005$$

$$\text{Con } vval = 0,4, \quad vd = \frac{Ned}{Ac \cdot fcd} = \frac{4000 \text{ kN}}{\pi \cdot 0,4^2 \cdot 20 \text{ MPa}} = 0,397 \text{ y } vu = 1 + w = 1$$

Dando como resultado una $e_2 = 0,10 \text{ m}$.

Por lo que la $e_{\text{tot}} = 0,026 + 0,10 = 0,126$, y con esta excentricidad, se genera un momento de $M_{ed} = 4000 \cdot 0,126 = 504 \text{ kN} \cdot \text{m}$. De modo que la sección de cálculo está sometida a un axil de 4000 kN y un momento de 504 kN*m

VI.2.1.3 Cálculo de la armadura

Para el cálculo de la armadura se ha utilizado el programa Calc-flex, con los siguientes datos de entrada:

Características del hormigón:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN	
FASE 1	Siguiente
Resistencia característica	fck 30 MPa
Coefficiente de seguridad (E.L.U.)	γ_c 1.5
Cansancio (E.L.U.)	c 1
Módulo de deformación	Ec 28577 MPa
Resistencia a tracción	fctk 0 MPa
Resistencia media a tracción	fctm -2.564 MPa
Curva constitutiva	E.L.S. Sargin
	E.L.U. Bloque Rectangular
	M - c Sargin
Rama de tracción de la curva	sin resistencia a tracción

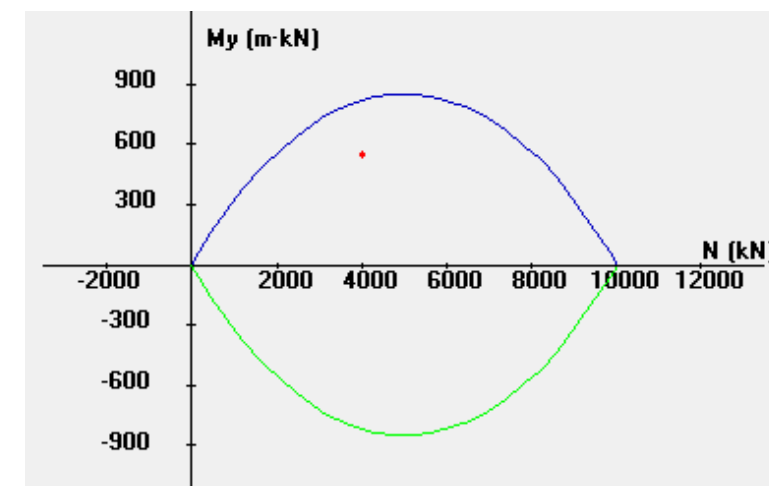
Características de la armadura pasiva:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA ARMADURA PASIVA	
FASE 1	Siguiente
Límite elástico	fyk 500 MPa
Coefficiente de seguridad (E.L.U.)	γ_s 1.15
Tensión de rotura	fu 501 MPa
Deformación de rotura	ϵ_u 0.01
Módulo de elasticidad	Es 200000 MPa

Esfuerzos aplicados en la sección (se calcula con unos esfuerzos ligeramente superiores a los de cálculo por motivos de comodidad y siempre del lado de la seguridad):

Esfuerzos:	
N	= 4000 kN
M _y	= 550 mkN
M _z	= 0 mkN
Centro de Referencia de Esfuerzos:	
y	= 0 m
z	= 0 m

Obteniéndose los siguientes resultados:



En la figura se muestra el diagrama resistente del hormigón sin armadura. El punto rojo representa las solicitaciones de cálculo

As necesaria = No es necesario armadura por cálculos

VI.2.1.4 Armado

Debido a que la sección no necesita armadura por cálculo, la pila se armará por armadura de mínimos especificada en el EC-2.

$$A_{s,min} = \frac{0,1 \cdot Ned}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 4000 \text{ kN}}{435 \text{ MPa}} = 0,00091 \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = 0,002 * A_c = 0,001 \text{ m}^2$$

CONCLUSIÓN:

La armadura en sección longitudinal dispuesta es 13 Φ 20 = 0,004084 m² (condicionado por limitaciones de separación)

Se dispondrán cercos de Φ 16 cada 240 mm.

VI.2.1.5 Comprobación de punzonamiento

La fuerte compresión que ejerce el pilar sobre la zapata puede ocasionar peligros de punzonamiento.

VI.2.1.5.1 Comprobación de resistencia máxima

Para ello se hará una comparativa entre el v_{ed} y el $v_{rd,max}$.

$$v_{ed} = \frac{\beta * V_{ed}}{u_o * d} = 2545 \frac{kN}{m^2}$$

Dónde:

$$\beta = 1 + k * \frac{M_{ed}}{V_{ed}} * \frac{U_o}{W_o} = 1,48$$

$$\text{Con } w_o = \pi * r^2 = \pi * \frac{0,8^2}{4} = 0,502 \text{ y } K = 0,6 \text{ (ya que } \frac{c_1}{c_2} = 1)$$

$$\begin{aligned} - u_o &= 2 * \pi * \frac{\phi}{2} = 2 * \pi * \frac{0,8}{2} = 2,513 \text{ m} \\ - d &= 0,92 \text{ m} \\ - V_{ed} &= 3961 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$v_{rd,max} = 0,5 * \left[0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] * f_{cd} = 4500 \text{ kN}$$

VI.2.1.5.2 Comprobación sin armadura de punzonamiento

Del lado de la seguridad no se calculará la reducción del axil debido al empuje de las tierras, de modo que se procederá al cálculo con un $V_{ed} = 3691 \text{ kN}$.

Para a = d

$$v_{ed} = \frac{\beta * V_{ed}}{u_i * d} = 595,54 \frac{kN}{m^2}$$

Dónde:

$$\beta = 1 + k * \frac{M_{ed}}{V_{ed}} * \frac{U_o}{W_o} = 1,147$$

$$\text{Con } w_i = \pi * r^2 = \pi * (0,92 + 0,4)^2 = 5,47 \text{ y } K = 0,6 \text{ (ya que } \frac{c_1}{c_2} = 1)$$

$$\begin{aligned} - u_i &= 2 * \pi * \left(\frac{\phi}{2} + d \right) = 2 * \pi * \left(\frac{0,8}{2} + 0,92 \right) = 8,29 \text{ m} \\ - d &= 0,92 \text{ m} \end{aligned}$$

$$v_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_i * f_{ck})^{1/3} * \frac{2 * d}{a} = kN < v_{min} * \frac{2 * d}{a} = 966,25 \text{ kN}$$

Dónde:

$$\begin{aligned} - \gamma_c &= 1,5 \\ - K &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \text{ (d en mm)} = 1,46 \\ - f_{ck} &= 30 \text{ MPa} \\ - \rho_i &= \frac{A_s}{A_c} = \frac{0,004084}{0,502} = 0,008135 \\ - v_{min} &= \frac{0,075}{\gamma_c} * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,483 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

De donde se deduce que el valor de comparación será $1016,38 \frac{kN}{m^2}$ y así se comprueba que no se necesita armadura por punzonamiento

Para $a = 2d$

$$v_{ed} = \frac{\beta * Ved}{u_i * d} = 382,33 \frac{kN}{m^2}$$

Dónde:

$$\beta = 1 + k * \frac{Med}{Ved} * \frac{Uo}{Wo} = 1,086$$

$$\text{Con } w_i = \pi * r^2 = \pi * (2 * 0,92 + 0,4)^2 = 15,76 \text{ y } K = 0,6 \text{ (ya que } \frac{c_1}{c_2} = 1)$$

$$u_i = 2 * \pi * (\frac{\phi}{2} + 2 * d) = 2 * \pi * (\frac{0,8}{2} + 2 * 0,92) = 14,07 \text{ m}$$

$$d = 0,92 \text{ m}$$

$$v_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_i * f_{ck})^{1/3} * \frac{2 * d}{a} = kN < v_{min} * \frac{2 * d}{a} = 483 \text{ kN}$$

Dónde:

$$\gamma_c = 1,5$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \text{ (d en mm)} = 1,46$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\rho_i = \frac{A_s}{A_c} = 0,008135$$

$$v_{min} = \frac{0,075}{\gamma_c} * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,483 \frac{N}{mm^2}$$

De donde se deduce que el valor de comparación será $508,19 \frac{kN}{m^2}$, y así se comprueba que no se necesita armadura por punzonamiento.

VI.2.1.5 Dimensionamiento del neopreno

En las pilas, se dispondrán apoyos de sección circular de diámetro de 600 mm, con una carga admisible de 4240 kN. Este tipo de neoprenos permiten un desplazamiento de 35 mm en ambos ejes, muy superior al desplazamiento máximo de la estructura que es de 2,60 milímetros. Este neopreno tiene una altura total de 50 milímetros, compuesto por tres capas de elastómero.

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS

mecanoGumba

APOYOS ARMADOS STANDARD Y ANCLADOS

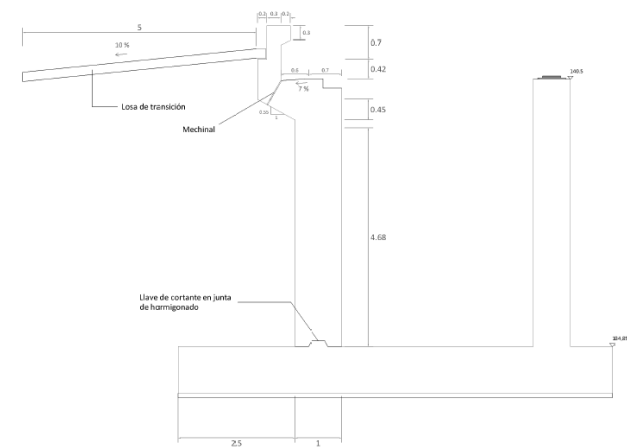
1	2	3	4	mínima $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$			mínima $\sigma < 5 \text{ N/mm}^2$							Ángulo de giro			
				Desplaza- miento admisible Tipo 1	Altura de apoyo Tipo 1	Altura total de apoyo Tipo 1	Desplaza- miento admisible Tipo 2	Altura total de apoyo			Desplaza- miento admisible Tipo 5	Altura total de apoyo Tipo 5	Puntos para Tipos 2 y 4 ver 1.2.2	Ángulo de giro			
								Tipo 2	Tipo 4	Tipo 5				\square	\square	\square	\square
mm	kN	N/mm ²		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		sec.	sec.	sec.	sec.
350 x 450	2500	520	1	11,2	24	16	—	—	—	—	—	—	4	0,003	0,002	0,003	
			2	19,9	39	27	15,4	86	106	40	22			0,005	0,004	0,006	
			3	26,6	54	38	23,1	81	121	55	33			0,006	0,005	0,007	
			4	34,3	69	49	30,8	96	136	70	44			0,008	0,006	0,010	
			5	42,0	84	60	38,5	111	151	85	55			0,010	0,008	0,013	
			6	49,7	99	71	46,2	126	166	100	66			0,012	0,009	0,015	
			7	57,4	114	82	53,9	141	181	115	77			0,014	0,011	0,015	
			8	65,1	129	93	61,6	156	196	130	88			0,016	0,012	0,018	
			9	72,8	144	104	69,3	171	211	145	99			0,018	0,014	0,020	
			10	80,5	159	115	77,0	186	226	160	110			0,020	0,015	0,022	
			11	88,2	174	126	84,8	201	241	175	121			0,022	0,017	0,024	
			12	—	—	—	92,5	216	256	190	132			0,024	0,018	0,026	
400 x 500	3000	670	1	11,2	24	16	—	—	—	—	—	—	4	0,002	0,002	0,002	0,003
			2	19,9	39	27	15,4	86	106	40	22			0,004	0,003	0,005	0,006
			3	26,6	54	38	23,1	81	121	55	33			0,006	0,005	0,007	0,009
			4	34,3	69	49	30,8	96	136	70	44			0,008	0,006	0,009	0,012
			5	42,0	84	60	38,5	111	151	85	55			0,010	0,008	0,011	0,015
			6	49,7	99	71	46,2	126	166	100	66			0,012	0,009	0,013	0,018
			7	57,4	114	82	53,9	141	181	115	77			0,014	0,011	0,015	0,021
			8	65,1	129	93	61,6	156	196	130	88			0,016	0,012	0,018	0,024
			9	72,8	144	104	69,3	171	211	145	99			0,018	0,014	0,020	0,027
			10	80,5	159	115	77,0	186	226	160	110			0,020	0,015	0,022	0,030
			11	88,2	174	126	84,8	201	241	175	121			0,022	0,017	0,024	0,033
			12	—	—	—	92,5	216	256	190	132			0,024	0,018	0,026	0,036
450 x 600	4250	890	1	11,2	24	16	—	—	—	—	—	—	4	0,002	0,001	0,002	0,003
			2	19,9	39	27	15,4	86	106	40	22			0,004	0,002	0,004	0,006
			3	26,6	54	38	23,1	81	121	55	33			0,006	0,004	0,007	0,009
			4	34,3	69	49	30,8	96	136	70	44			0,008	0,005	0,009	0,012
			5	42,0	84	60	38,5	111	151	85	55			0,010	0,006	0,011	0,015
			6	49,7	99	71	46,2	126	166	100	66			0,012	0,007	0,013	0,018
			7	57,4	114	82	53,9	141	181	115	77			0,014	0,008	0,015	0,021
			8	65,1	129	93	61,6	156	196	130	88			0,016	0,009	0,017	0,024
			9	72,8	144	104	69,3	171	211	145	99			0,018	0,011	0,020	0,027
			10	80,5	159	115	77,0	186	226	160	110			0,020	0,012	0,022	0,030
			11	88,2	174	126	84,8	201	241	175	121			0,022	0,013	0,024	0,033
			12	—	—	—	92,5	216	256	190	132			0,024	0,014	0,026	0,036
500 x 800	4900	1000	1	11,2	24	16	—	—	—	—	—	—	4	0,002	0,001	0,002	0,003
			2	19,9	39	27	15,4	86	106	40	22			0,004	0,002	0,004	0,006
			3	26,6	54	38	23,1	81	121	55	33			0,006	0,004	0,007	0,009
			4	34,3	69	49	30,8	96	136	70	44			0,008	0,005	0,009	0,012
			5	42,0	84	60	38,5	111	151	85	55			0,010	0,006	0,011	0,015
			6	49,7	99	71	46,2	126	166	100	66			0,012	0,007	0,013	0,018
			7	57,4	114	82	53,9	141	181	115	77			0,014	0,009	0,015	0,021
			8	65,1	129	93	61,6	156	196	130	88			0,016	0,010	0,018	0,024
			9	72,8	144	104	69,3	171	211	145	99			0,018	0,011	0,020	0,027
			10	80,5	159	115	77,0	186	226	160	110			0,020	0,012	0,022	0,030
			11	88,2	174	126	84,8	201	241	175	121			0,022	0,013	0,024	0,033
			12	—	—	—	92,5	216	256	190	132			0,024	0,014	0,026	0,036
600 x 700	6300	1300	1	14,0	30	20	—	—	—	—	—	—	6	0,002	0,002	0,003	0,004
			2	24,5	50	35	21,0	75	115	49	30			0,004	0,003	0,005	0,006
			3	35,0	70	50	31,5	95	135	69	45			0,006	0,005	0,008	0,009
			4	44,5	90	65	42,0	115	155	89	60			0,008	0,006	0,010	0,012
			5	56,0	110	80	52,5	135	175	109	75			0,010	0,008	0,013	0,015
			6	66,5	130	95	63,0	155	195	129	90			0,012	0,009	0,015	0,018
			7	77,0	150	110	73,5	175	215	149	105			0,014	0,011	0,018	0,021
			8	86,5	170	125	84,0	195	235	169	120			0,016	0,012	0,020	0,024
			9	95,3	190	140	91,3	215	255	189	135			0,018	0,014	0,022	0,026
			10	104,0	210	155	97,5	235	275	209	150			0,020	0,015	0,025	0,030
			11	104,0	210	155	97,5	235	275	209	150			0,022	0,017	0,028	0,032
			12	—	—	—	106,0	275	315	249	180			0,024	0,018	0,030	0,034

VI.2.2 Estribos

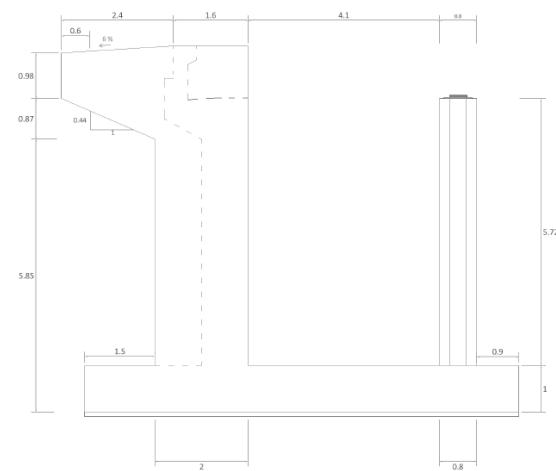
VI.2.4.1 Definición de la sección

La definición geométrica del estribo se muestra a continuación:

- Sección tipo



- Sección de aleta



VI.2.4.2 Armado

Para el cálculo de la armadura del muro y de la aleta se ha realizado un cálculo simplificado: En la coronación del muro, a pesar de ser una región D, se ha optado por seguir las recomendaciones del libro de Juan J. Arenas y Angel C. Aparicio “Estridos de puente de tramo recto”. En el proyecto de construcción habrá que realizar un análisis más exacto de esta región, pero a nivel de proyecto básico, se considerarán los mínimos de fisuración exigidos por el EC-2 y las recomendaciones seguidas.

- Sección tipo de muro (armadura por metro)

Armadura vertical

El cálculo del armado del muro se ha realizado para la sollicitación de flexión producida por las tierras y la sobrecarga, junto a las reaccionadas ocasionadas por el puente, ya que no se puede garantizar que el terreno existente entre el estribo y el pilar ejerza un empuje favorable sobre la estructura.

$$Eh = \frac{1406}{6,6} = 213,03 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reacción puente} = 8,41 \text{ kN}$$

En la sección más desfavorable se obtiene el siguiente momento:

$$Med = 213,03 * \frac{2}{3} * 6,85 + 8,41 * 6,85 = 1030,45 \text{ kN} * m$$

Y un Ved:

$$Ved = 213,03 + 8,41 = 221,54 \text{ kN}$$

Utilizando el programa antes mencionado Calc-flex, se definen los datos y los resultados obtenidos del modelo:

Características del hormigón:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN	
FASE 1 [Siguiente]	
Resistencia característica	fck 30 MPa
Coefficiente de seguridad (E.L.U.)	γc 1.5
Cansancio (E.L.U.)	c 1
Módulo de deformación	Ec 28577 MPa
Resistencia a tracción	fctk 0 MPa
Resistencia media a tracción	fctm 2.564 MPa
Curva constitutiva	E.L.S. [Sargin]
	E.L.U. [Bloque Rectangular]
	M - c [Sargin]
Rama de tracción de la curva	[sin resistencia a tracción]

Características de la armadura pasiva:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA ARMADURA PASIVA

FASE 1

Límite elástico	f_{yk}	500	MPa
Coefficiente de seguridad (E.L.U.)	γ_s	1.15	
Tensión de rotura	f_u	501	MPa
Deformación de rotura	ϵ_u	0.01	
Módulo de elasticidad	E_s	200000	MPa

Esfuerzos aplicados en la sección (se calcula con unos esfuerzos ligeramente superiores a los de cálculo por motivos de comodidad y siempre del lado de la seguridad):

Esfuerzos:

$N = 0$ kN

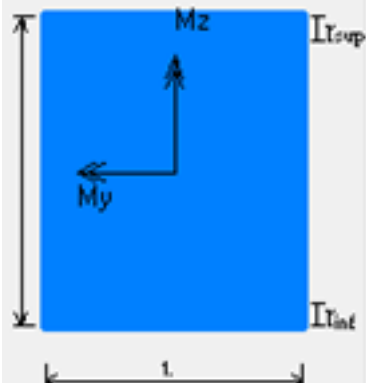
$M_y = 180$ mkN

$M_z = 0$ mkN

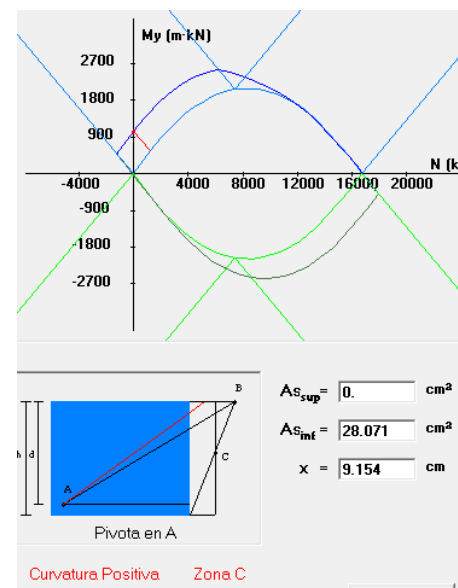
Centro de Referencia de Esfuerzos:

$y = 0.5$ m

$z = 0.5$ m



Obteniéndose los siguientes resultados:



Además, tenemos un incremento de la armadura debida al efecto del cortante:

$$A_s = \frac{221,54}{2} * \frac{1}{434,78} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima geométrica

$$A_s = 0,0009 * A_c = 0,0009 * 1m * 1m = 0,0009 \text{ m}^2$$

Armadura mínima mecánica

$$A_s = \frac{f_{ctm, fl}}{4,8 * f_{yd}} * A_c = \frac{2,564 \text{ MPa}}{4,8 * 435 \text{ MPa}} * 1m * 1m = 0,00122 \text{ m}^2$$

Donde $f_{ctm, fl} = \max((1,6 - 1) * f_{ctm}, f_{ctm}) = f_{ctm} = 2,565$ con $f_{c, tm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} = 2,56496 \text{ MPa}$

Armadura mínima por control de fisuración

$$A_s = 0,2 * K * \frac{f_{ct, m}}{\sigma_s} * A_c = 0,2 * 0,65 * \frac{2,565}{200} * 1m * 1m = 0,00166 \text{ m}^2$$

Donde:

- $K = 0,65 < 1 - (h - 300) * 7 * 10^{-4} < 1 = 0,65$
- $\sigma_s = 200 \text{ MPa}$

Conclusión

De modo que la armadura dispuesta en la cara de tracción será 11Φ20, dando una armadura de 0,0034 m², cumpliendo con todas las restricciones.

Armadura horizontal

$$A_s = 0,0032 * A_c = 0,0016 \text{ m}^2 \text{ (en ambas caras)}$$

- Donde $A_c = 0,5 * 1m = 0,5 \text{ m}^2$

Armadura transversal

Dado que la armadura dispuesta es superior a 0,02 * A_c no es necesario disponer de armadura transversal.

VI.2.4.3 Comprobación a solicitaciones tangenciales

Para comprobar la sección a esfuerzos tangenciales se debe calcular el valor de $V_{rd,c}$

$$V_{rd,c} = b * v * d$$

Dónde

- $b = 1 \text{ m}$
- $d = 0,92 \text{ m}$
- $v = \frac{0,018}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_i * f_{ck})^{1/3} > v_{min} = \frac{0,075}{\gamma_c} * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 443 \text{ kN}$

$$\text{Con: } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,46 \text{ y } \rho_i = \frac{0,034}{1} = 0,0034$$

De donde se deduce $V_{rd,c} = 443,86 \text{ kN}$

El $V_{ed} = 221,4 \text{ kN}$, de modo que se demuestra que la sección no tiene problemas frente a solicitaciones tangenciales.

VI.2.4.4 Comprobación frente a esfuerzo rasante

La resistencia rasante vendrá dada por la cohesión, el rozamiento y el efecto pasador de la armadura. Este valor se puede calcular de la siguiente forma:

$$v_{rd} = c * f_{ct,d} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha) < 0,5 * \left[0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] * f_{cd} = 4500 \text{ kN}$$

Donde

- $c = 0,4$
- $\mu = 0,7$
- σ_n se puede despreciar
- $\rho = 0,0034$
- $f_{ct,d} = 0,7 * \frac{f_{ctm}}{1,5} = 1,19$

El esfuerzo de cálculo con el que se debe comparar se obtiene de la siguiente formulación:

$$V_{ed} = \frac{\beta * V_{ed}}{z * b} = \frac{V_{ed}}{0,9 * d} = \frac{221,4}{0,9 * 0,92} = 267,43 \text{ kN}$$

Y así queda comprobada la resistencia frente a esfuerzo rasante.

- Sección de aleta (armadura total)

Las aletas se armarán por mínimos, dado que se ha comprado que frente a los esfuerzos exteriores a los que está sometido la sección de hormigón resiste sin necesidad de armadura. Para el diseño de la aleta se seguirá el libro “*Estribos de puente de tramo recto*”, de Juan J. Arenas y Angel C. Aparicio. Además, se siguen aplicando los mínimos exigidos por las normas UNE. A continuación se muestra la armadura para la sección más desfavorable:

Armadura mínima geométrica

$$A_s = 0,0009 * A_c = 0,0009 * 1,95\text{m} * 0,3\text{m} = 0,00052 \text{ m}^2$$

Armadura mínima mecánica

$$A_s = \frac{f_{ctm,fl}}{4,8 * f_{yd}} * A_c = \frac{2,564 \text{ MPa}}{4,8 * 435 \text{ MPa}} * 1,95\text{m} * 0,3\text{m} = 0,000718 \text{ m}^2$$

Donde $f_{ctm,fl} = \max((1,6 - 1) * f_{ctm}, f_{ctm}) = f_{ctm} = 2,565$ con $f_{c,tm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} = 2,56496 \text{ MPa}$

Armadura mínima por control de fisuración

$$A_s = 0,2 * K * \frac{f_{ct,m}}{\sigma_s} * A_c = 0,2 * 0,65 * \frac{2,565}{200} * 1,95\text{m} * 0,3\text{m} = 0,000975 \text{ m}^2$$

Donde:

- $K = 0,65 < 1 - (h - 300) * 7 * 10^{-4} < 1 = 0,65$
- $\sigma_s = 200 \text{ MPa}$

El diseño del armado de la aleta puede verse en los planos “*Plano Nº6: Subestructura: Diseño geométrico*” y “*Plano Nº7: Subestructura: Armado de estribos y pilas*”.

VI.2.4.5 Cable de pretensado

El estribo está sometido a esfuerzos de tracción que deben ser recogidos por armadura pretensada para evitar que la estructura sufra elevaciones. Para absorber dichas fuerzas, se colocan dos cables de pretensado (en cada estribo), de modo que tampoco se tengan problemas con esfuerzos torsores.

La fuerza máxima de tracción a la que está sometida la estructura es de 1220 kN. Para el dimensionamiento del cable de pretensado, se ha optado por consultar el catálogo de “DYWIDAG: Sistema de Pretensado con Barra”. La barra seleccionada es una barra roscada, denominada 40 WR, de diámetro 40 mm y área 1257 mm². Esta barra, tiene una carga de rotura de 1320 kN, suficiente para absorber el esfuerzo de tracción localizado en el estribo.

Datos técnicos

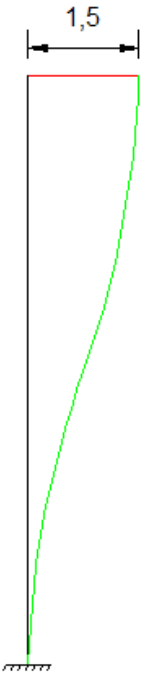
Denominación			Barra roscada						Barra lisa	
			18 WR	26 WR	32 WR	36 WR	40 WR	47 WR	32 WS	36 WS
Diámetro nominal	d _s	[mm]	17.5	26.5	32	36	40	47	32	36
Sección nominal	S _n	[mm ²]	241	552	804	1,018	1,257	1,735	804	1,018
Peso nominal ¹	M	[kg/m]	1.96	4.48	6.53	8.27	10.20	14.10	6.31	7.99
Paso de rosca	c	[mm]	8	13	16	18	20	21	3	3
Carga característica de rotura	F _m	[kN]	255	580	845	1,070	1,320	1,820	845	1,070
Carga máxima de pretensado ² P _{m0,max} = S _n x 0.8 x f _{yk}		[kN]	204	464	676	856	1,056	1,457	676	856
Carga máxima de sobretesado ³ P _{0,max} = S _n x 0.95 x f _{yk,1k}		[kN]	219	499	722	912	1,131	1,566	722	912

¹El peso por metro incluye 3,5% del peso de la rosca no resistente.
²Los valores indicados son valores máximos según Eurocode 2, es decir, se aplica min {k₁x f_{yk}, k₂x f_{yk,1k}}. El cumplimiento de los criterios de estado límite último los requerimientos referentes al ancho de la fisura en el ensayo de transferencia de carga se ha comprobado para 0,8x F_{yk}.
F_{yk} = S_n x f_{yk}
F_{yk,1k} = S_n x f_{yk,1k}
³El sobretesado está permitido si la fuerza en el gato de tesado se puede medir con una exactitud de ±5% respecto al valor final de la fuerza de tesado.

Debido a los desplazamientos de la estructura, el cable está sometido a esfuerzos de flexión repetidos los cuales debe resistir. El máximo desplazamiento que puede tener el cable es de 15 mm (en la parte superior) debidos a la rotación y el desplazamiento de la estructura (la tangente se puede aproximar al ángulo):

0,0024m + 0,00158 * 8m = 15 mm

Con la ayuda de un programa de dibujo gráfico, se ha aproximado la curvatura que resultaría del estudio de la deformada (se muestra a continuación, con la escala horizontal aumentada 100 veces, es decir, la escala vertical se encuentra en metros y la horizontal en centímetros).



Med = \frac{6 * E * I}{L^2} * \delta

Dónde:

- E = 210.000 MPa
- I = \frac{1}{4} * \pi * r^4 = \frac{1}{4} * \pi * 0.02^4 = 1,256 * 10^{-6} m^4

Obteniendo un Med = 0,3709 kN*m

Por lo que hay que comprobar la resistencia a flexión de dicho cable. Para ello se emplea la siguiente expresión

M = \frac{Wy * fy}{\gamma mo} = \frac{\frac{1,256 * 10^{-6}}{0,02} * 1050}{1,05} = 62,8 kN * m

De este modo queda demostrada la resistencia del cable frente a flexión.

VI.2.4.6 Dimensionamiento del neopreno

Realmente, no existe una necesidad expresa de neoprenos en los estribos, ya que la estructura está sometida a tracción y no recibe carga de compresión. Es por ello, que se dispone un neopreno adecuado a las dimensiones de la viga longitudinal. Se dispone un neopreno de 200mm X 400mm, con una carga admisible de 1200 kN. Este tipo de neoprenos permite un desplazamiento de 9,1 mm en ambos ejes, superior al desplazamiento máximo de la estructura en ese punto (que es de 3,2 milímetros). Este neopreno tiene una altura total de 19 milímetros, compuesto por una única capa.

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS

mecanoGumba

APOYOS ARMADOS STANDARD Y ANCLADOS

Formato Dimensiones a-b D	Carga Admisible kN	Modelo E	Nº de capas	mínima $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$			mínima $\sigma < 5 \text{ N/mm}^2$										Ángulos de giro			
				Desplazamiento admis. Tipo 1	Desplazamiento admis. Tipo 2	Desplazamiento admis. Tipo 3	Desplazamiento admis. Tipo 4	Desplazamiento admis. Tipo 5	Desplazamiento admis. Tipo 6	Desplazamiento admis. Tipo 7	Desplazamiento admis. Tipo 8	Desplazamiento admis. Tipo 9	Desplazamiento admis. Tipo 10	Desplazamiento admis. Tipo 11	Desplazamiento admis. Tipo 12	Desplazamiento admis. Tipo 13	Desplazamiento admis. Tipo 14	Desplazamiento admis. Tipo 15	Desplazamiento admis. Tipo 16	Desplazamiento admis. Tipo 17
100 x 150	225	255	1	7,0	14	10	7,0	42	72	26	10	1	0,004	0,003	0,015	0,008	0,006	0,010	0,008	0,008
			2	10,5	21	15	10,5	40	70	33	15	1	0,006	0,004	0,010	0,009	0,008	0,012	0,009	0,009
			3	14,0	28	20	14,0	38	66	40	20	1	0,008	0,006	0,012	0,010	0,009	0,014	0,010	0,010
			4	17,5	35	25	17,5	36	63	47	25	1	0,010	0,008	0,014	0,012	0,010	0,016	0,012	0,012
			5	21,0	42	30	21,0	34	60	50	30	1	0,012	0,010	0,016	0,014	0,012	0,018	0,014	0,014
			6	24,5	49	35	24,5	32	57	53	35	1	0,014	0,012	0,018	0,016	0,014	0,020	0,016	0,016
150 x 200	450	480	1	7,0	14	10	7,0	42	72	26	10	1	0,004	0,003	0,015	0,008	0,006	0,010	0,008	0,008
			2	10,5	21	15	10,5	40	70	33	15	1	0,006	0,004	0,010	0,009	0,008	0,012	0,009	0,009
			3	14,0	28	20	14,0	38	66	40	20	1	0,008	0,006	0,012	0,010	0,009	0,014	0,010	0,010
			4	17,5	35	25	17,5	36	63	47	25	1	0,010	0,008	0,014	0,012	0,010	0,016	0,012	0,012
			5	21,0	42	30	21,0	34	60	50	30	1	0,012	0,010	0,016	0,014	0,012	0,018	0,014	0,014
			6	24,5	49	35	24,5	32	57	53	35	1	0,014	0,012	0,018	0,016	0,014	0,020	0,016	0,016
			7	28,0	56	40	28,0	30	54	56	40	1	0,016	0,014	0,020	0,018	0,016	0,022	0,018	0,018
			8	31,5	63	45	31,5	28	51	58	45	1	0,018	0,016	0,022	0,020	0,018	0,024	0,020	0,020
			9	35,0	70	50	35,0	26	48	60	50	1	0,020	0,018	0,024	0,022	0,020	0,026	0,022	0,022
200 x 250	750	780	1	7,0	14	10	7,0	42	72	26	10	1	0,004	0,003	0,015	0,008	0,006	0,010	0,008	0,008
			2	10,5	21	15	10,5	40	70	33	15	1	0,006	0,004	0,010	0,009	0,008	0,012	0,009	0,009
			3	14,0	28	20	14,0	38	66	40	20	1	0,008	0,006	0,012	0,010	0,009	0,014	0,010	0,010
			4	17,5	35	25	17,5	36	63	47	25	1	0,010	0,008	0,014	0,012	0,010	0,016	0,012	0,012
			5	21,0	42	30	21,0	34	60	50	30	1	0,012	0,010	0,016	0,014	0,012	0,018	0,014	0,014
			6	24,5	49	35	24,5	32	57	53	35	1	0,014	0,012	0,018	0,016	0,014	0,020	0,016	0,016
			7	28,0	56	40	28,0	30	54	56	40	1	0,016	0,014	0,020	0,018	0,016	0,022	0,018	0,018
			8	31,5	63	45	31,5	28	51	58	45	1	0,018	0,016	0,022	0,020	0,018	0,024	0,020	0,020
			9	35,0	70	50	35,0	26	48	60	50	1	0,020	0,018	0,024	0,022	0,020	0,026	0,022	0,022
250 x 300	1000	1030	1	7,0	14	10	7,0	42	72	26	10	1	0,004	0,003	0,015	0,008	0,006	0,010	0,008	0,008
			2	10,5	21	15	10,5	40	70	33	15	1	0,006	0,004	0,010	0,009	0,008	0,012	0,009	0,009
			3	14,0	28	20	14,0	38	66	40	20	1	0,008	0,006	0,012	0,010	0,009	0,014	0,010	0,010
			4	17,5	35	25	17,5	36	63	47	25	1	0,010	0,008	0,014	0,012	0,010	0,016	0,012	0,012
			5	21,0	42	30	21,0	34	60	50	30	1	0,012	0,010	0,016	0,014	0,012	0,018	0,014	0,014
			6	24,5	49	35	24,5	32	57	53	35	1	0,014	0,012	0,018	0,016	0,014	0,020	0,016	0,016
			7	28,0	56	40	28,0	30	54	56	40	1	0,016	0,014	0,020	0,018	0,016	0,022	0,018	0,018
			8	31,5	63	45	31,5	28	51	58	45	1	0,018	0,016	0,022	0,020	0,018	0,024	0,020	0,020
			9	35,0	70	50	35,0	26	48	60	50	1	0,020	0,018	0,024	0,022	0,020	0,026	0,022	0,022
300 x 400	1500	1530	1	7,0	14	10	7,0	42	72	26	10	1	0,004	0,003	0,015	0,008	0,006	0,010	0,008	0,008
			2	10,5	21	15	10,5	40	70	33	15	1	0,006	0,004	0,010	0,009	0,008	0,012	0,009	0,009
			3	14,0	28	20	14,0	38	66	40	20	1	0,008	0,006	0,012	0,010	0,009	0,014	0,010	0,010
			4	17,5	35	25	17,5	36	63	47	25	1	0,010	0,008	0,014	0,012	0,010	0,016	0,012	0,012
			5	21,0	42	30	21,0	34	60	50	30	1	0,012	0,010	0,016	0,014	0,012	0,018	0,014	0,014
			6	24,5	49	35	24,5	32	57	53	35	1	0,014	0,012	0,018	0,016	0,014	0,020	0,016	0,016
			7	28,0	56	40	28,0	30	54	56	40	1	0,016	0,014	0,020	0,018	0,016	0,022	0,018	0,018
			8	31,5	63	45	31,5	28	51	58	45	1	0,018	0,016	0,022	0,020	0,018	0,024	0,020	0,020
			9	35,0	70	50	35,0	26	48	60	50	1	0,020	0,018	0,024	0,022	0,020	0,026	0,022	0,022
350 x 450	2250	2280	1	7,0	14	10	7,0	42	72	26	10	1	0,004	0,003	0,015	0,008	0,006	0,010	0,008	0,008
			2	10,5	21	15	10,5	40	70	33	15	1	0,006	0,004	0,010	0,009	0,008	0,012	0,009	0,009
			3	14,0	28	20	14,0	38	66	40	20	1	0,008	0,006	0,012	0,010	0,009	0,014	0,010	0,010
			4	17,5	35	25	17,5	36	63	47	25	1	0,010	0,008	0,014	0,012	0,010	0,016	0,012	0,012
			5	21,0	42	30	21,0	34	60	50	30	1	0,012	0,010	0,016	0,014	0,012	0,018	0,014	0,014
			6	24,5	49	35	24,5	32	57	53	35	1	0,014	0,012	0,018	0,016	0,014	0,020	0,016	0,016
			7	28,0	56	40	28,0	30	54	56	40	1	0,016	0,014	0,020	0,018	0,016	0,022	0,018	0,018
			8	31,5	63	45	31,5	28	51	58	45	1	0,018	0,016	0,022	0,020	0,018	0,024	0,020	0,020
			9	35,0	70	50	35,0	26	48	60	50	1	0,020	0,018	0,024	0,022	0,020	0,026	0,022	0,022

Con esta comprobación vemos que podemos considerar la zapata como una zapata flexible a la hora de la realización de los cálculos.

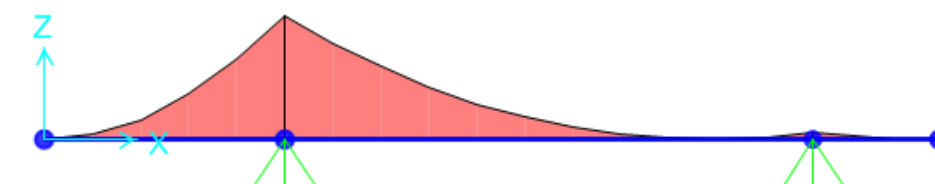
VI.2.4.2 Armado

Debido al alcance del proyecto (proyecto básico) se procede a ejecutar un cálculo indicativo y aproximado para poder realizar una primera medición del armado de la zapata. Es por ello que para el cálculo de la armadura se va a calcular la zapata como un modelo viga, aunque se conoce que esto no es del todo cierto, ya que las dimensiones indican que la pieza se comporta con un comportamiento de losa (9,3 m x 8,6 m). Sin embargo para una primera aproximación de la armadura se acepta esta hipótesis.

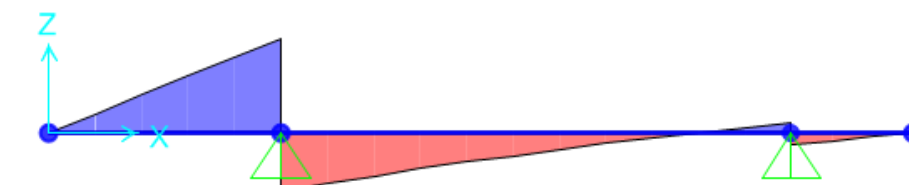
Para el cálculo del armado se ha considerado la zapata como una zapata combinada, realizando un modelo viga. Considerando todas las fuerzas debidas al peso de las tierras, hormigón de la subestructura y fuerzas de tracción y compresión ejercidas en la zapata. Las fuerzas se describen a continuación (sentido de eje Z positivo):

- Fuerza de tierras 1: Fuerza distribuida en el vano izquierdo de -1018 kN/m
- Fuerza de tierras 2: Fuerza distribuida en el vano derecho y central de -563 kN/m
- Fuerza de tracción: Fuerza puntual en el primer apoyo de 615 kN
- Fuerza de compresión: Fuerza puntual en el segundo apoyo de -4000 kN
- Subpresión: Fuerza distribuida a lo largo de todos los vanos de 387 kN/m
- Peso de la zapata: Fuerza distribuida en todos los vanos de -215 kN/m
- Tensiones de la zapata: Fuerza distribuida triangular, de valor inicial 0 (extremo izquierdo) y valor final 220 kN (extremo derecho)

Se han calculado las leyes de momentos y de cortantes con la ayuda del programa SAP 2000, obteniendo los siguientes resultados:



Momento máximo: -2582,15 kN*m



Cortante máximo: 2041,08 kN

VI.2.3 Zapatas

VI.2.4.1 Definición geométrica

Como se muestra en el anejo geotécnico, la zapata es una retícula rectangular de 9,3 m x 8,6 m y de 1 m de canto.

Se procede a clasificar el tipo de zapata.

$$V_{max} = 3,9 > 2 * h = 2 \rightarrow \text{Zapata flexible}$$

Debido a que nos encontramos en zona C, se procede al dimensionamiento de la armadura:

$$x_{\text{lim}} = \frac{d}{1 + \frac{500}{700 * 1,15}} = 0,5644 \text{ m (con } d = 0,915)$$

$$M_{1d} = 2583 = \frac{25}{1,5} * 8,6 * 0,8 * x * (0,915 - 0,4 * x) \rightarrow x = 0,02505 \text{ m}$$

Se comprueba que $x < x_{\text{lim}}$

$$M_{2c} = \frac{25}{1,5} * 8,6 * 0,8 * 0,02505 * (d' - 0,4 * 0,02505) = 280,99 \text{ kN} * \text{m}$$

Con $d' = 0,085 \text{ m}$

$$A_s = \frac{2600 - 280,99}{\frac{500}{1,15} * (d - d')} = 0,00642 \text{ m}^2$$

Además, deberemos aumentar la armadura por el efecto de cortante

$$A_s = \frac{V_{ed}/2}{f_{yd}} = \frac{2041,08/2}{434,38} = 0,00234 \text{ m}^2$$

Por lo que por cálculo se requieren $0,00642 + 0,00234 = 0,00876 \text{ m}^2$

A continuación se procede al cálculo de las armaduras mínimas por el EC-2

Armadura mínima geométrica

$$\text{Dirección 1: } A_s = 0,0009 * A_c = 0,0009 * 8,6 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0,007740 \text{ m}^2$$

$$\text{Dirección 2: } A_s = 0,0009 * A_c = 0,0009 * 9,3 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0,008370 \text{ m}^2$$

Armadura mínima mecánica

$$\text{Dirección 1: } A_s = \frac{f_{ctm,fl}}{4,8 * f_{yd}} * A_c = \frac{2,564 \text{ MPa}}{4,8 * 435 \text{ MPa}} * 8,6 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0,01057 \text{ m}^2$$

$$\text{Dirección 2: } A_s = \frac{f_{ctm,fl}}{4,8 * f_{yd}} * A_c = \frac{2,564 \text{ MPa}}{4,8 * 435 \text{ MPa}} * 9,3 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0,01143 \text{ m}^2$$

$$\text{Donde } f_{ctm,fl} = \max((1,6 - 1) * f_{ctm}, f_{ctm}) = f_{ctm} = 2,565 \text{ con } f_{c,tm} = 0,3 * f_{ck}^{2/3} = 2,56496 \text{ MPa}$$

Armadura mínima por control de fisuración

$$\text{Dirección 1: } A_s = 0,2 * K * \frac{f_{ct,m}}{\sigma_s} * A_c = 0,2 * 0,65 * \frac{2,565}{200} * 8,6 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0,014338 \text{ m}^2$$

$$\text{Dirección 2: } A_s = 0,2 * K * \frac{f_{ct,m}}{\sigma_s} * A_c = 0,2 * 0,65 * \frac{2,565}{200} * 9,3 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0,015505 \text{ m}^2$$

Donde:

- $K = 0,65 < 1 - (h - 300) * 7 * 10^{-4} < 1 = 0,65$
- $\sigma_s = 200 \text{ MPa}$

A falta de datos por del EC-2, en la cara de compresión se colocará lo indicado por la norma EHE-08.

Armadura mínima geométrica en compresión (losas)

$$A_s = \frac{1}{2} * \frac{1,8}{1000} * A_c = 0,0009 \text{ m}^2$$

Que equivale a 5Φ16 cada metro.

Conclusión

La armadura delimitante es la debida al control de fisuración (0,001667 m² por cada metro). Por lo tanto se dispondrán 6 Φ 20 cada metro, en ambos ejes de la zapata. En la cara de compresión se colocará el mínimo geométrico de losas exigido por la EHE-08, 5Φ16 cada metro, ya que el EC-2 no da ninguna indicación acerca de este tipo de armadura.

En la zona del anclaje, se realizará un refuerzo de armadura para absorber las tracciones horizontales que se generan debido al fuerte esfuerzo de compresión localizado en la zapata. Para ello se ha desarrollado el siguiente modelo de bielas y tirantes (modelo simplificado para una primera aproximación de la armadura):

Comparado con el cortante máximo que se genera debido a las solicitaciones las que está sometida la zapata, que es de 2041,08 kN, se comprueba que no se necesita armadura por solicitaciones tangenciales.

Diagrama de barras de un pórtico hiperestático con 8 nudos. Las barras están numeradas del 1 al 8. Las barras 1, 2, 3, 4, 5 y 6 son sólidas azules. Las barras 7 y 8 son punteadas rojas. El eje horizontal (X) va de -0.2 a 0.2, y el eje vertical (Y) va de 0.0 a 0.1.

DIBUJA GRÁFICO

$$A_s = \frac{600kN}{500/1,15} = 0,00138 m^2$$

VI.2.4.3 *Comprobación de cortante*

$$V_{rd,c} = v * bw * d$$

- $b_w = 8,6 \text{ metros}$
- $d = 0,915 \text{ m}$
- $v = \frac{0,18}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_i * f_{ck})^{1/3} > v_{min} = \frac{0,075}{\gamma_c} * k^{2/3} * f_{ck}^{1/2} = 322,77 \text{ kN}$

$$\text{Con: } \gamma c = 1,5, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{915}} = 1,467 \quad \text{y} \quad \rho i = 0,00167 + 0,00054 = 0,00221$$