ANEJO IV.II: CÁLCULO SUBESTRUCTURA. ALTERNATIVA B

UÑA IVAR, LAURA

ÍNDICE

1. OBJETO

El presente anejo responde a la necesidad de la definición de la subestructura de la pasarela peatonal en cuanto a las solicitaciones que le afectan. En este anejo se incluirán todos los cálculos y comprobaciones necesarias para su diseño, garantizando la estabilidad y funcionabilidad.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA SUBESTRUCTURA

Los soportes de la pasarela se disponen en los extremos de esta, formando un vano biapoyado, con dos soportes en cada apoyo y sus correspondientes cimentaciones.

Los soportes y cimentaciones de la pasarela se diseñan para resistir la misma solicitación, ya que, les llega la misma a cada uno, mediante pilares cuadrados de 0,8 metros de lado

3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS SOPORTES

En este apartado está dedicado al dimensionamiento de los soportes de la pasarela, dichos soportes serán de hormigón armado, puesto que, son elementos sometidos a compresión y el hormigón es el material que mejor va a resistir dichos esfuerzos.

Una vez tenemos calculada la estructura superior, el cortante que tenemos en la pasarela, es el axil que le va a llegar a las pilas, calculadas de la siguiente forma.

Con el artículo 43 de la EHE-08 Estado límite de inestabilidad, se calcula una excentricidad ficticia, que provoca un momento ficticio, se calcula de la siguiente forma. Teniendo en cuenta lo citado en el artículo 43.1.2 en soportes aislados, los efectos de segundo orden pueden despreciarse si la esbeltez mecánica es inferior a una esbeltez límite asociada a una perdida de capacidad portante del soporte del 10% respecto de un soporte no esbelto, la esbeltez inferior puede aproximarse con la siguiente expresión

$$\lambda_{inf} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\upsilon}\left[1 + \frac{0{,}24}{e_2/h} + 3{,}4\left(\frac{e_1}{e_2} - 1\right)^2\right]} \ngtr 100$$

siendo C = 0,24

$$\upsilon = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$$e_1 = e_2 = \frac{M_d}{N_d}$$

ESBELTEZ LIMITE INTEFIOR (λinf)	
λm	44,322
C	0,24
v	0,149

Para soportes de sección y armadura constante deberá dimensionarse la sección para un excentricidad total igual al siguiente valor.

$$e_{tot} = e_e + e_a \geq e_2$$

$$e_a = (1 + 0{,}12\beta) + (\varepsilon_y + 0{,}0035) \cdot \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{I_o^2}{50 i_c}$$

siendo $\beta = 1$

$$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$I_o = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

ee = 0,04

EXCENTRICIDAD FICTICIA (ea)	
β	1
ξy	0,0021
ee	0,04
ea	0,188

EXCENTRICIDAD TOTAL	
et	0,228

Con la excentricidad total, se hace el cálculo del momento ficticio.

$$M_{ficticio} = N_d \cdot e_t$$

MOMENTO FICTICIO	
Mo	436,4719104 kN·m

Teniendo ya el momento ficticio que se va a suponer solicitando el soporte y el axil que le llega de la pasarela al soporte, calculamos la cuantía de armadura necesaria, mediante el cálculo seccional, mínimos mecánicos y mínimos geométricos, eligiendo posteriormente la mayor de las tres.

CÁLCULO SECCIONAL	
As	**-0,000769728 m²**

MÍNIMOS GEOMÉTRICOS	
As(tot)	**0,00256 m²**

MÍNIMOS MECÁNICOS	
As	**0,00088825 m²**
A's	**0,000220296 m²**

ARMADURA TOTAL	
As(TOT)	**0,00256 m²**

Con esta área de armadura se va a disponer el siguiente armado.

ARMADO	
Ø	0,016 m
n	14

Disponiéndose la armadura de forma simétrica 7ø16 a cada lado.

4. DIMENSIONAMIENTO ZAPATAS

Las zapatas pertenecientes a la pasarela se han dimensionado con la condición de zapata rígida por la limitación geométrica existente en la zona, tanto por evitar la interacción entre las dos zapatas pertenecientes al mismo apoyo y evitar también la interacción con las vías del tren.

A continuación se describe el proceso seguido para el cálculo de las zapatas.

Se definen inicialmente las dimensiones de las zapatas y se comprueba que el armado obtenido es coherente con las dimensiones de la zapata escogidas.

Estas dimensiones son,

B = 1,5

h = 1

L = 1,5

Mediante el cálculo por zapata rígida obtenemos la siguiente fuerza T_d de la zona traccionada.

$$T_d = \frac{{}^{N_d}/_2 \cdot \left({}^{b}/_2 - a/2\right)}{0{,}85 \cdot d}$$

siendo N_d el axil que le llega a la zapata de valor N_d = 2066,82 kN

T_d = 443,24

$$A_s = {}^{T_d}\!/_{f_{yd}}$$

A_s = 0,0011 m²/m

El calculo del armado de la zapata por mínimos geométricos deberá cumplir la siguiente condición.

$$\rho \geq 0{,}0009 \text{ ‰}$$

Para cumplir esta condición la armadura es **A_s = 0,0014 m²/m**

Por lo tanto, se armará con mínimos geométricos.

En 1,5 metros de longitud **A_T = 0,0020 m²**

El armado se dispondrá de la siguiente forma.

10Ø16

La armadura mínima a disponer en la otra dirección será también por mínimos geométricos, por lo tanto, la zapata tendrá de armado 10Ø16 en cada la dirección.

5. DIMENSIONAMIENTO DEL DINTEL

Para calcular la armadura del dintel del puente seguiremos las recomendaciones de la EHE.

Las cuatro fuerzas que llegan al dintel son las correspondientes a las compresiones del arco y del tablero. Éstas últimas cargan directamente sobre los pilares por lo que no causarán momentos o cortantes al dintel ni serán considerados en los cálculos.

Las cargas que llegan por parte de los arcos equivalen a un axil de 3.104,75 kN por arco, generando un momento equivalente a 9.003,79 kN·m

Primero calcularemos el momento que nos ejercerían las compresiones del hormigón considerando que la fibra neutra es igual a x límite, obteniendo un momento de 17.128,68 kN·m por lo que la fibra neutra real estará por debajo de la x límite, al encontrarnos ante curvatura negativa.

$$M_c(x_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot x_{lim} \cdot 0{,}8 \cdot (d - 0{,}4 \cdot x_{lim})$$

Valores				
f_{cd}(MPa)	b (m)	x_{lim}(m)	d(m)	$M_c(x_{lim})$ (kN·m)
20	2,5	0,59217	0,96	17.128,68

Mediante la misma técnica calculamos la x en la que nos encontramos mediante nuestro momento de diseño, obteniendo el siguiente valor:

$$M_d = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot 0{,}8 \cdot (d - 0{,}4 \cdot x)$$

Valores				
M_d (kN·m)	f_{cd}(MPa)	b (m)	d(m)	x(m)
9.003,785	20	2,5	0,96	0,26337

Una vez calculada la x, calcularemos la armadura necesaria a flexión mediante la fórmula del axil.

$$N_d = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot 0{,}8 + A_s \cdot f_{yd}$$

Valores					
N_d (MPa)	f_{cd}(MPa)	b (m)	x(m)	f_{yd}(m)	A_s (m²)
0	20	2,5	0,26337	434,78	$2{,}423\cdot10^{-2}$

Mediante el área de armado necesaria calculamos el número de barras y el diámetro de las mismas necesario para suplir los esfuerzos. Siendo esta:

Valores				
Área necesaria (cm²)	Número de barras	Diámetro (mm)	Separación entre barras (cm)	Área total (cm²)
242,3	25x2	25	10	245,44

Las barras estarán dispuestas en grupos de barras formados por dos barras, ya que al tener un ancho de 2,5 metros esta es la única disposición posible para que cumpla los requisitos geométricos.

Una vez obtenida la armadura de tracciones procederemos a calcular la armadura mínima necesaria en la zona de compresiones que, según la EHE-08 art. 42.3.5, el armado en las compresiones de una viga debe de ser el 30% del área de armado empleada en la zona de tracción. La armadura obtenida es la siguiente:

Valores				
Área necesaria (cm²)	Número de barras	Diámetro (mm)	Separación entre barras (cm)	Área total (cm²)
73,62	25	20	10	78,53

Seguidamente se calculará la armadura mínima geométrica y mecánica según el artículo 42.3.2 de la EHE-08, siendo:

$$A_{s,tot} \geq 0{,}004 \cdot A_c$$

$$A_s \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \cdot f_{ct,m,fl}$$

$$A'_s \geq \frac{0{,}05 \cdot N_d}{f_{yd}}$$

Teniendo lo siguientes valores obtenemos las siguientes armaduras:

Valores para armadura mínima mecánica	
A_c (m²)	$A_{s,tot}$ (m²)
2,5	0,01

Valores para armadura mínima mecánica en A_s				
f_{yd} (MPa)	W_1 (m³)	z (m)	$f_{ct,m,fl}$ (MPa)	A_s (m²)
434,8	0,4167	2	2,8965	$1{,}3879\cdot10^{-3}$

Valores para armadura mínima mecánica en A'_s		
N_d (kN)	f_{yd} (MPa)	A'_s (m²)
0	434,8	0

Procederemos a calcular la armadura de cortante, primero, como se indica la EHE en el artículo 44.2.3, comprobaremos la cantidad de cortante que resiste cada parte de la estructura, es decir, se calculará:

- V_1 : Cortante de agotamiento por compresión en el alma
- V_2: Cortante de agotamiento por tracción en el alma, este está compuesto por:
    - V_{cu}: Contribución del hormigón
    - V_{su}: Contribución de la armadura transversal

Empezaremos con la comprobación de agotamiento por compresión de bielas, cuya expresión es:

$$V_{u1} = k \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\tan^{-1}\theta + \tan^{-1}\alpha}{1 + (\tan^{-1}\theta)^2}$$

Y los valores de cada elemento son:

Valores						
k	f_{1cd} (MPa)	b_0 (m)	d (m)	θ	α	V_{u1} (kN)
1	12	2,5	0,96	45º	90º	14.400

Como nuestro cortante de diseño es igual a 3.104,75 kN, nos cumple.

$$V_{u1} = 14.400\ kN \geq\ V_d = 3.104{,}75\ kN$$

Ahora comprobaremos el cortante por agotamiento de tracción del alma que, como se ha indicado anteriormente, está descompuesta en dos partes: la parte contribuyente del hormigón y la parte contribuyente del acero, que es lo que queremos calcular. Para ello verificaremos la cantidad de cortante que absorbe el hormigón para luego decretar la cantidad de armadura necesaria para suplir el resto del esfuerzo. El cortante absorbido por el hormigón se expresa en la siguiente excuación:

$$V_{cu} = \left(\frac{0{,}15}{\gamma_c}\ \cdot\ \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd}\right) \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta$$

Teniendo que,

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}}$$

$$\rho_1 = \left(\frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d}\right)$$

Y siendo nuestros valores,

Valores							
γ_c	ξ	ρ_1	f_{cv} (MPa)	σ'_{cd} (MPa)	b_0 (m)	d (m)	β
1,5	1,456	0,01023	30	0	2,5	0,96	1

El cortante que resiste el hormigón es:

$$V_{cu} = 3.952{,}99\ kN$$

Siendo:

$$V_{rd} = V_{cu} + V_{su}$$

El cortante resistido por el acero será:

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu} = 3.952{,}99 - 3.104{,}75 < 0$$

Por lo que no será necesaria armadura a cortante en la sección, ya que todo el esfuerzo es resistido por el propio hormigón.

Como conclusión, la armadura necesaria para los dinteles de la pasarela de acero se expresará en la siguiente tabla:

	Calculada			Mínimos		Armaduras a disponer	Armadura
	Flexión	Cortante	Total	Mecánicos	Geométricos		
A_s	245,44	-	245,44	13,879	-	245,44	25·2Φ25/10
A'_s	78,53	-	78,53	-	-	100	21Φ25/11,4
$A_{s,total}$	323,97	-	323,97	13,879	100	345,44	-