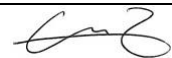

ANEJO Nº 12. ESTRUCTURAS

TÍTULO DEL TRABAJO: **PROYECTO CONSTRUCTIVO DE INTEGRACION DEL
FERROCARRIL EN SANT FELIU DE LLOBREGAT.
ALTERNATIVA EN SUPERFICIE. ESTRUCTURAS.**

TÍTULO DEL DOCUMENTO: **ANEJO Nº 12. ESTRUCTURAS**

	Nombre	Firma	Fecha
Realizado por:	CARLOS JUAN SÁNCHEZ NAVARRO		JUNIO 2014

ÍNDICE

1.	MEMORIA DESCRIPTIVA.....	3
2.	CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS.....	6
2.1	INTRODUCCIÓN.....	7
2.1.1	NORMATIVA A EMPLEADA.....	7
2.1.2	PROGRAMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS.....	7
2.1.3	ACCIONES CONSIDERADAS EN CÁLCULO.....	7
2.1.4	COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE ACCIONES Y MATERIALES SEGÚN EHE-08.....	8
2.2	CÁLCULO DE LA LOSA, VIGAS DE LA PÉRGOLA Y MUROS MÉNSULA A FLEXIÓN, CORTANTE Y FISURACIÓN SEGÚN LA EHE-08 DEL PASO INFERIOR CON P.K. 4+864.....	9
2.2.1	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES A EMPLEAR.....	10
2.2.2	RECUBRIMIENTOS.....	12
2.2.3	LOSA.....	14
2.2.3.1	ARMADURA A FLEXIÓN LONGITUDINAL.....	14
2.2.3.2	ARMADURA A FLEXIÓN TRANSVERSAL.....	18
2.2.3.3	VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN.....	19
2.2.4	VIGAS.....	20
2.2.5	MUROS MÉNSULA.....	21
2.2.5.1	ACUERDO VERTICAL.....	21
2.2.5.2	CÁLCULO MURO MÉNSULA.....	22
2.2.5.2.1	ALZADO.....	22
2.2.5.2.2	ZAPATA.....	27
2.2.5.2.3	CÁLCULO DEL RESTO DE MUROS MÉNSULA.....	29
3.	CONCLUSIONES.....	30

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

Desde el punto de vista estructural, se realizarán un total de 12 obras de fábrica. Todas excepto una serán pasos inferiores de carreteras por debajo del trazado de la vía.

El gálibo vertical mínimo exigido para los 11 pasos inferiores de carreteras ha sido de 5,3 metros, y el del paso inferior del ferrocarril ha sido de 7,5 metros.

A continuación se describen las estructuras que conforman la obra.

P.K. 0 + 576 (1)

Paso inferior del “carrer de la Creu d’en Muntaner” al trazado de la vía.

Se realizará con muros ménsula de hormigón armado, cuyas zapatas estarán unidas por medio de una losa para asegurar la seguridad frente a deslizamiento y vuelco. El tablero que soportará la plataforma del ferrocarril será tipo losa y se apoyará sobre la coronación de los muros ménsula.

La distancia entre muros enfrentados es de 12 metros, que es el ancho del “carrer de la Creu d’en Muntaner”

P.K. 0 + 870 (2)

Paso inferior del ferrocarril por debajo de la B-23.

Se realizará con muros ménsula de hormigón armado, cuyas zapatas estarán unidas por medio de una losa para asegurar la seguridad frente a deslizamiento y vuelco. El tablero que soportará la carretera se apoyará sobre vigas de hormigón armado colocadas cada dos metros y apoyadas sobre la coronación de los muros (pérgola).

La distancia entre muros (o longitud de vigas) es de 35 metros, que es el ancho de la B-23.

P.K. 0 + 974 (3)

Paso inferior del “carrer del sur” al trazado de la vía.

Se realizará mediante marcos de hormigón armado. En primer lugar se realizará la losa inferior, posteriormente los hastiales y por último la losa superior en la que se apoyara la plataforma de la vía.

La distancia entre hastiales es de 6 metros, que es el ancho del “carrer del sur”

P.K. 1 + 279 (4)

Paso inferior del “carrer del mig” al trazado de la vía.

Se realizará mediante marcos de hormigón armado. En primer lugar se realizará la losa inferior, posteriormente los hastiales y por último la losa superior en la que se apoyara la plataforma de la vía.

La distancia entre hastiales es de 6 metros, que es el ancho del “carrer del mig”

P.K. 1 + 584 (5)

Paso inferior del “carrer del sol” al trazado de la vía.

Se realizará mediante marcos de hormigón armado. En primer lugar se realizará la losa inferior, posteriormente los hastiales y por último la losa superior en la que se apoyara la plataforma de la vía.

La distancia entre hastiales es de 8 metros, que es el ancho del “carrer del sol”

P.K. 1 + 952 (6)

Paso inferior del “carrer del Pla” al trazado de la vía.

Se realizará mediante marcos de hormigón armado. En primer lugar se realizará la losa inferior, posteriormente los hastiales y por último la losa superior en la que se apoyara la plataforma de la vía.

La distancia entre hastiales es de 7 metros, que es el ancho del “carrer del Pla”

P.K. 2 + 275 (7)

Paso inferior de la continuación de la calle Ramón y Cajal al trazado de la vía.

Se realizará mediante marcos de hormigón armado. En primer lugar se realizará la losa inferior, posteriormente los hastiales y por último la losa superior en la que se apoyara la plataforma de la vía.

La distancia entre hastiales es de 6,5 metros, que es el ancho de la continuación de la calle Ramón y Cajal al trazado de la vía.

P.K. 2 + 867 (8)

Paso inferior de la continuación del “carrer de la Riera” al trazado de la vía.

Se realizará mediante marcos de hormigón armado. En primer lugar se realizará la losa inferior, posteriormente los hastiales y por último la losa superior en la que se apoyara la plataforma de la vía.

La distancia entre hastiales es de 6 metros, que es el ancho de la continuación del “carrer de la Riera” al trazado de la vía.

P.K. 3 + 608 (9)

Paso inferior de la continuación del “carrer del Comerç” al trazado de la vía.

Se realizará mediante marcos de hormigón armado. En primer lugar se realizará la losa inferior, posteriormente los hastiales y por último la losa superior en la que se apoyara la plataforma de la vía.

La distancia entre hastiales es de 7,5 metros, que es el ancho de la continuación del “carrer del Comerç” al trazado de la vía.

P.K. 4 + 164 (10)

Paso inferior del “carrer del Pla” al trazado de la vía.

Se realizará con muros ménsula de hormigón armado, cuyas zapatas estarán unidas por medio de una losa para asegurar la seguridad frente a deslizamiento y vuelco. El tablero

que soportará la plataforma del ferrocarril será tipo losa y se apoyará sobre la coronación de los muros ménsula.

La distancia entre muros enfrentados es de 12 metros, que es el ancho del “carrer del Pla”

P.K. 4 + 344 (11)

Paso inferior de la continuación del “carrer de l’Horta” al trazado de la vía.

Se realizará mediante marcos de hormigón armado. En primer lugar se realizará la losa inferior, posteriormente los hastiales y por último la losa superior en la que se apoyara la plataforma de la vía.

La distancia entre hastiales es de 8 metros, que es el ancho de la continuación del “carrer de l’Horta” al trazado de la vía.

P.K. 4 + 864 (12)

Paso inferior de la avenida de Barcelona al trazado de la vía.

Se realizará con muros ménsula de hormigón armado, cuyas zapatas estarán unidas por medio de una losa para asegurar la seguridad frente a deslizamiento y vuelco. El tablero que soportará la carretera se apoyará sobre 43 vigas prefabricadas de hormigón pretensado colocadas cada dos metros y apoyadas sobre la coronación de los muros (pérgola).

La distancia entre muros (o longitud de vigas) es de 34 metros, que es el ancho de la avenida de Barcelona.

2. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

2.1 INTRODUCCIÓN

2.1.1 NORMATIVA EMPLEADA

- Instrucción de hormigón estructural. EHE-08
- Instrucción de carreteras (Trazado). Norma 3.1-IC
- Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril. IAPF-07

2.1.2 PROGRAMAS INFORMÁTICOS EMPLEADOS

- SAP 2000 15

2.1.3 ACCIONES CONSIDERADAS EN EL CÁLCULO

Cargas permanentes:

- Peso propio hormigón
 - Peso específico: 25 KN/m³
- Balasto:
 - Peso específico: 18 KN/m³
- Traviesa: 5,2 KN/m (por vía)
- Carriles: 1,2 KN/m (por vía)
- Conductos para cables: 3 KN/m (por vía)
- Barreras y barandillas: 0,25 KN/m (por vía)

Sobrecargas:

- Terreno granular seleccionado para el drenaje
 - Peso específico: 18 KN/m³
- Tráfico:
 - Sobrecarga uniforme en el terreno en contacto con alguna estructura (muro): 30 KN/m²
 - Tren de cargas ferroviarias:
 - Cuatro ejes de 250 KN cada uno, separados longitudinalmente entre sí 1,6 metros, en la posición más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.
 - Una sobrecarga uniformemente repartida de 80 KN/m extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. Estará situado a 0,8 metros de los dos ejes extremos.

2.1.4 COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE ACCIONES Y MATERIALES SEGÚN LA EHE-08

Tabla 12.1.a

Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$	$\gamma_P = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Tabla 12.2

Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

Tipo de acción		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente		$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Pretensado	Armadura pretesa	$\gamma_P = 0,95$	$\gamma_P = 1,05$
	Armadura postesa	$\gamma_P = 0,90$	$\gamma_P = 1,10$
Permanente de valor no constante		$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable		$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Tabla 15.3

Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos

Situación de proyecto	Hormigón γ_c	Acero pasivo y activo γ_s
Persistente o transitoria	1,5	1,15
Accidental	1,3	1,0

2.2 CÁLCULO DE LA LOSA, VIGAS DE LA PÉRGOLA Y MUROS MÉNSULA A FLEXIÓN, CORTANTE Y FISURACIÓN SEGÚN LA EHE-08 DEL PASO INFERIOR CON P.K. 4 +864

Los cálculos de las armaduras y las verificaciones de fisura del paso inferior indicado se han realizado cumpliendo la instrucción EHE.

Las vigas se han elegido de un catálogo de vigas de una empresa de prefabricados.

A continuación se justificarán las características de los materiales a emplear y los recubrimientos escogidos para las secciones.

Posteriormente se adjuntarán los cálculos de la losa y de los muros; y se justificará la elección de vigas pretensadas prefabricadas.

2.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES A EMPLEAR

- Hormigón:

Antes de obtener las características del hormigón, es importante determinar el ambiente en el que nos situaremos. Dado que la obra se realizará en Sant Feliu del Llobregat, situado a unos 14 km de la costa, y que la precipitación media anual es de 612,1 mm (obtenido del Anejo 5 del proyecto), nos encontramos en un ambiente IIa

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	– Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. – Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos enterrados o sumergidos.	– Elementos estructurales en sótanos no ventilados. – Cimentaciones. – Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. – Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. – Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. – Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.

El cemento a utilizar según la clase de exposición (IIa) será el CEM I

Clase de exposición	Tipo de proceso (agresividad debida a)	Cementos recomendados
II	Corrosión de las armaduras de origen diferente de los cloruros	CEM I, cualquier CEM II (preferentemente CEM II/A), CEM III/A y CEM IV/A.

Además es adecuado para cimentaciones.

Cimentaciones de hormigón armado	<p>Muy adecuados los cementos comunes tipo CEM I y CEM II/A, siendo adecuados el resto de cementos comunes a excepción de los CEM III/B, CEM IV/B, CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T y CEM II/B-T.</p> <p>Es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia a sulfatos (SR) o al agua de mar (MR) cuando corresponda.</p>
----------------------------------	--

Según la tabla 37.3.2.a y 37.3.2.b de la EHE-08 y dado que se empleará hormigón armado, la máxima relación a/c será de 0.6; el mínimo contenido de cemento será de 275 kg/m³; y la mínima resistencia característica será de 25MPa.

Tabla 37.3.2.a
Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Máxima relación a/c	Masa	0,65	—	—	—	—	—	—	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	Armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	Pretensado	0,60	0,60	0,55	0,45	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,45	0,55	0,50	0,50
Mínimo contenido de cemento (kg/m ³)	Masa	200	—	—	—	—	—	—	275	300	325	275	300	275
	Armado	250	275	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
	Pretensado	275	300	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300

Tabla 37.3.2.b
Resistencias mínimas recomendadas en función de los requisitos de durabilidad (*)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Resistencia mínima (N/mm ²)	Masa	20	—	—	—	—	—	—	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

La consistencia del hormigón será blanda (B) y el tamaño máximo de árido será de 20 mm.

Con todos estos datos, la designación del hormigón es la siguiente:

HA-25/B/20/IIa

- Acero:

B 500 S para las barras corrugadas. La letra S indica que se trata de un acero soldable, de límite elástico de 500 N/mm².

Por tanto $\rightarrow f_{cd}=25/1,5=16,67\text{Mpa}$ y $f_{yd}=500/1,15=434,78\text{Mpa}$

2.2.2 RECUBRIMIENTOS

- Recubrimiento nominal

$$r_{\text{nom}} = r_{\text{min}} + \Delta r$$

- Vida útil = 100 años

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

- $r_{\text{min}} = 25\text{mm}$

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

Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t_p), (años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

- $\Delta r = 5\text{mm}$

Δr Margen de recubrimiento, en función del nivel de control de ejecución, y cuyo valor será:

- 0 mm en elementos prefabricados con control intenso de ejecución
- 5 mm en el caso de elementos ejecutados *in situ* con nivel intenso de control de ejecución, y
- 10 mm en el resto de los casos

- $r_{\text{nom}} = 30\text{mm}$

- $r_{geométrico} = 30mm$ (no se dispone armadura transversal en losas ni en muros ménsula)
- $r_{mec} = 38mm$ [Para losa] (Suponiendo un $\Phi_s=16mm$)
- $r_{mec} = 40mm$ [Para muro ménsula] (Suponiendo un $\phi_s=20mm$ (aunque también para $\phi_s=16mm$)

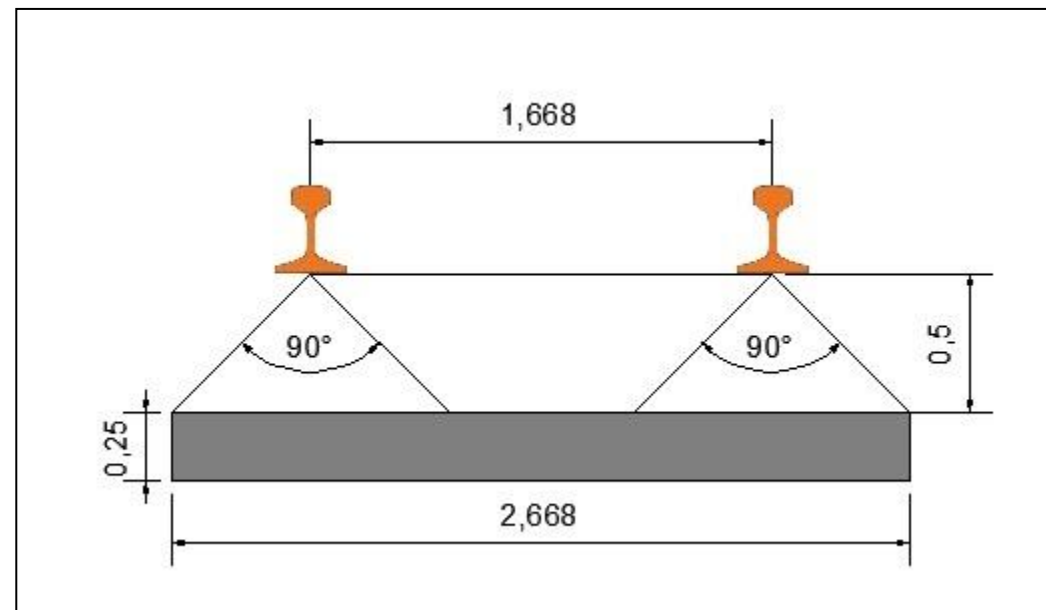
2.2.3 LOSA

El tablero tiene 69 metros de longitud (debido al fuerte esviaje que presenta el trazado), un ancho de 12 metros y un canto de 0,25 metros.

Debido a la gran cantidad de apoyos que tendrá la losa, el armado a flexión de la misma se obtendrá de la cuantía mínima (geométrica o mecánica) y comprobando si dicha cuantía es capaz de resistir los casos más desfavorables de carga en ambas direcciones. Además, como no se colocarán armadura para cortante (por ser una losa) se comprobará si la sección es capaz de resistir el cortante más desfavorable.

2.2.3.1 ARMADURA A FLEXIÓN LONGITUDINAL

El cálculo se realizará como si fuera una viga de sección rectangular de ancho igual al de la plataforma formada por el balasto (de espesor 0,5 metros) y de canto 0,25 metros.



i. Comprobación a cortante

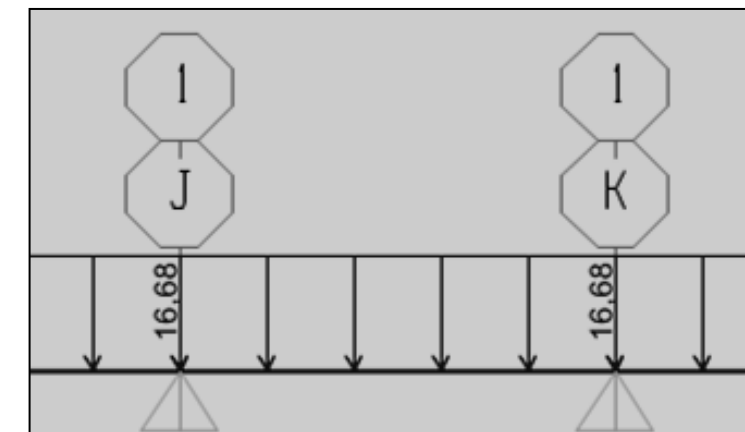
En primer lugar se va a comprobar si con el canto escogido (0,25 metros), la sección es capaz de resistir a cortante sin ayuda de cercos ($V_{su}=0 \rightarrow V_{u2}=V_{cu}$). Para ello, se comprobará si el cortante resistente es mayor que el cortante actuante ($V_{u1} \geq V_{rd}$ y $V_{cu} \geq V_{rd}$).

El esfuerzo cortante efectivo (V_{rd}) será igual que el cortante de cálculo (V_d) ya que la sección a estudiar no es de canto variable y además no tiene cable de pretensado inclinado.

La obtención del cortante de cálculo se ha realizado a través del programa informático SAP 2000 15.

El modelo es el de una viga continua de 30 vanos de 2,29 metros de longitud, y las cargas aplicadas a dicha viga son las siguientes:

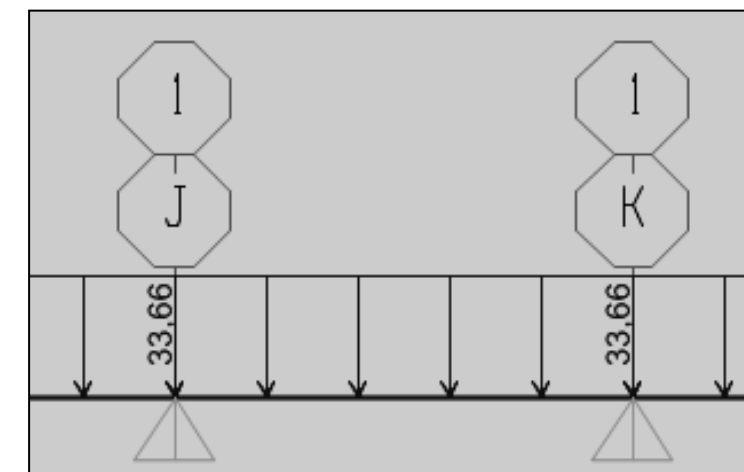
- Peso propio: $g_{pp} = 25 \text{ (KN/m}^3\text{)} * 2,668 \text{ (m)} * 0,25 \text{ (m)} = \mathbf{16,68 \text{ KN/m}}$



- Carga muerta:

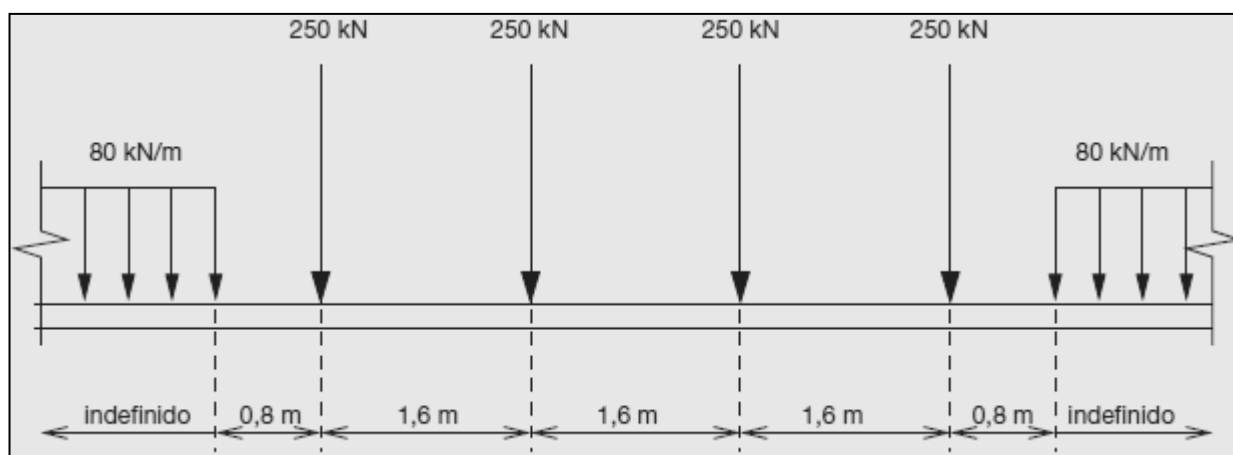
- o Balasto: $18 \text{ (KN/m}^3\text{)} * 0,5 \text{ (m)} * 2,668 \text{ (m)} = 24,01 \text{ Kn/m}$
- o Traviesa: $5,2 \text{ KN/m}$ (por vía)
- o Carriles: $1,2 \text{ KN/m}$ (por vía)
- o Conductos para cables: 3 KN/m (por vía)
- o Barreras y barandillas: $0,25 \text{ KN/m}$ (por vía)

$$\rightarrow g_{cm} = 24,01 + 5,2 + 1,2 + 3 + 0,25 = \mathbf{33,66 \text{ KN/m}}$$

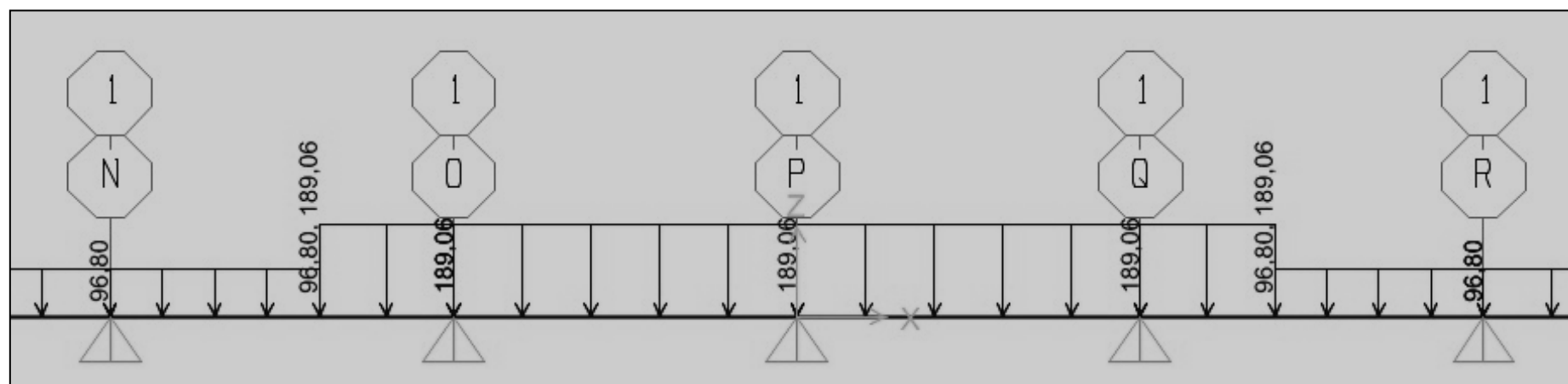


- Sobrecarga:

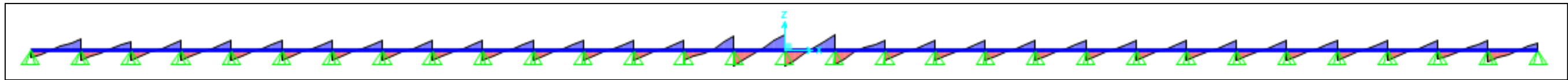
- Cuatro ejes de 250 kN cada uno, separados longitudinalmente entre sí 1,6 metros, en la posición más desfavorable para el elemento y efecto en estudio.
- Una sobrecarga uniformemente repartida de 80 kN/m extendida en la longitud y posición que sea más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. Estará situado a 0,8 metros de los dos ejes extremos.



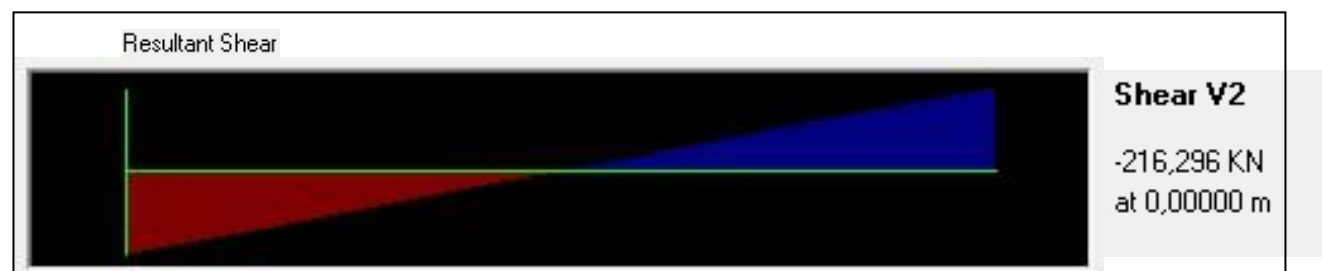
Sin embargo, se ha transformado este tren de cargas a otro equivalente. Se han cambiado las 4 cargas puntuales de 250 kN por una carga uniforme de valor $250/1,6 = 156,25$ kN/m en los 6,4 metros centrales. Además, la norma indica que las dos tipos de carga han de ir multiplicadas por un coeficiente de clasificación α de valor 1,21 para vías de ancho ibérico $\rightarrow 80 \cdot 1,21 = 96,8$ kN/m y $156,25 \cdot 1,21 = 189,06$ kN/m.



Con las cargas aplicadas al modelo antes descrito la ley de cortante es la siguiente:



Se observa que el máximo cortante que la sección tiene que resistir se encuentra en el centro de la viga. Dicho cortante es de valor 216,296 KN (en valor absoluto).



Por tanto, **Vrd = 216,296 KN**

Para el cálculo del cortante resistente por la sección nos hemos apoyado en el artículo 44.2.3 de la EHE-08.

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \theta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \theta}$$

- $\alpha = 90^\circ$
- $N_d = 0 \rightarrow \sigma'_{cd} = 0 \rightarrow K = 1$
- $f_{1cd} = 0,6 \cdot f_{cd}$ (para $f_{ck} \leq 60 \text{ Mpa}$)
- $\theta = 45^\circ$

$$\rightarrow V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d = 2828,08 \text{ KN} > V_{rd} = 216,296 \text{ KN} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

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

- $\gamma_c = 1,5$
- $\xi = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,97 < 2$ [d en mm]
- $\rho_l = (A_s + A_p)/(b_0 \cdot d) = 0,0033 < 0,02$ [As será el mínimo geométrico, como se verá más adelante]
- $f_{cv} = f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
- $\sigma'_{cd} = 0$
- $\beta = 1$ ($\theta = 45^\circ$)

→ $V_{cu} = 225,34 \text{ KN} > 216,296 \text{ KN} \rightarrow$ **CUMPLE**

ii. Comprobación a flexión

Para ello se comprobará si la sección, con las armaduras mínimas tanto arriba como abajo, será capaz de resistir el momento de cálculo generado por las acciones descritas anteriormente.

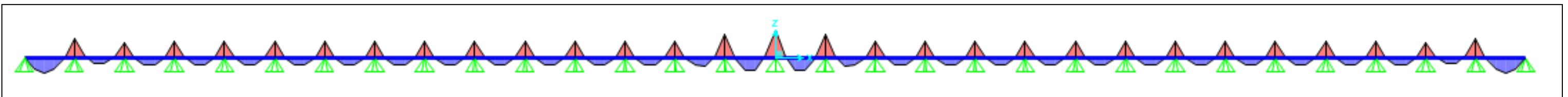
Como se mencionó anteriormente, se adoptará una viga representativa de ancho 2,668 metros y canto 0,25 metros. Esto es debido a que en este ancho actuarán las cargas más desfavorables, la del tren; por lo que si la sección es capaz de resistir el tren de cargas (antes citado) con las armaduras mínimas, el dimensionamiento de las armaduras para flexión quedaría definido.

Las armaduras mínimas según la tabla 42.3.5 de la EHE-08 para losa son:

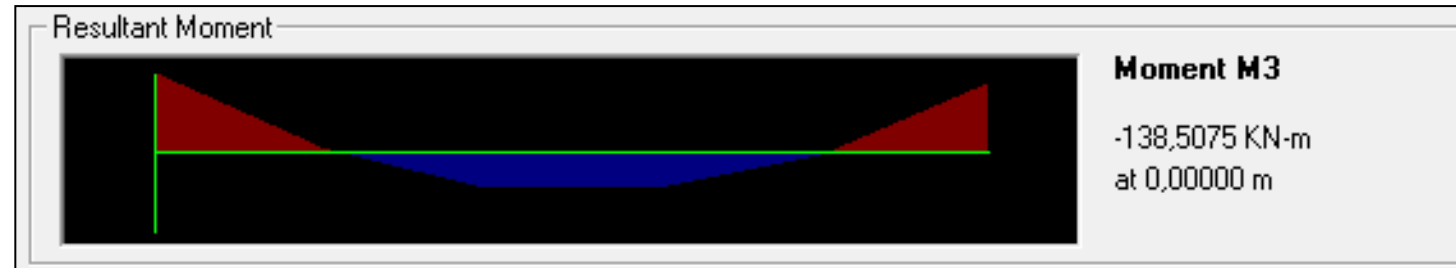
- $A_s = A'_s$ (mínimos geométricos) = 1,8‰ de $A_c = 0,0012006 \text{ m}^2$
- A_s (mínimos mecánicos) = $0,04 \cdot A_c \cdot (f_{cd}/f_{yd}) = 0,001022733 \text{ m}^2$

→ Por lo tanto, $A_s = A'_s = 12 \text{ cm}^2$

Con las cargas (antes citadas) aplicadas al modelo (antes citado también) la ley de flectores es:



Se observa que el máximo momento (en valor absoluto) es el correspondiente al apoyo central. Este valor es de -138,5075KN*m



→ Por tanto, **Md = 138,51KN*m** [En valor absoluto debido a que la disposición de armado es la misma tanto arriba como abajo]

Con todo esto, el momento flector de agotamiento de la sección con las armaduras mínimas geométricas (M_u) es de 140,073 KN*m → **Mu=140,073 KN*m** > Md= 138,51 KN*m → **CUMPLE**

2.2.3.2 ARMADURA A FLEXIÓN TRANSVERSAL

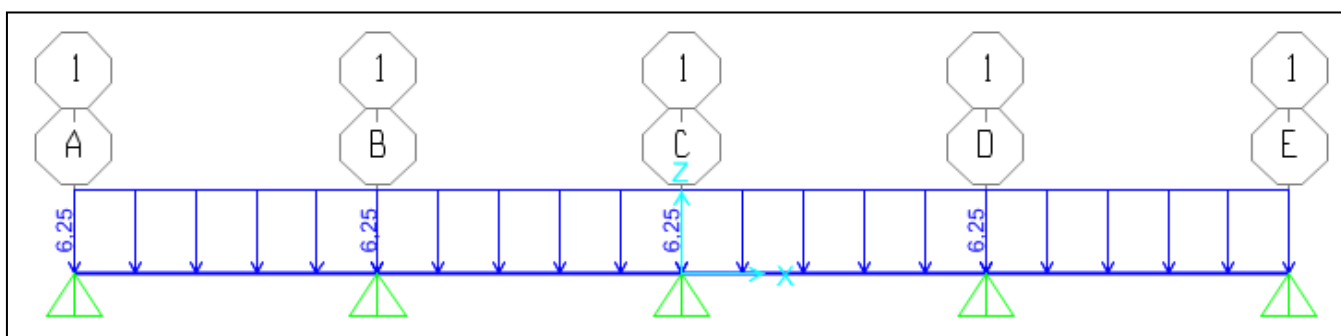
Se adoptará un tramo representativo de la losa de sección rectangular de ancho métrico y canto 0,25 metros. El modelo en este caso será el de una viga de 4 vanos de 3 metros cada uno (en total la viga es de 12 metros (ancho de la losa)).

i. Comprobación a cortante

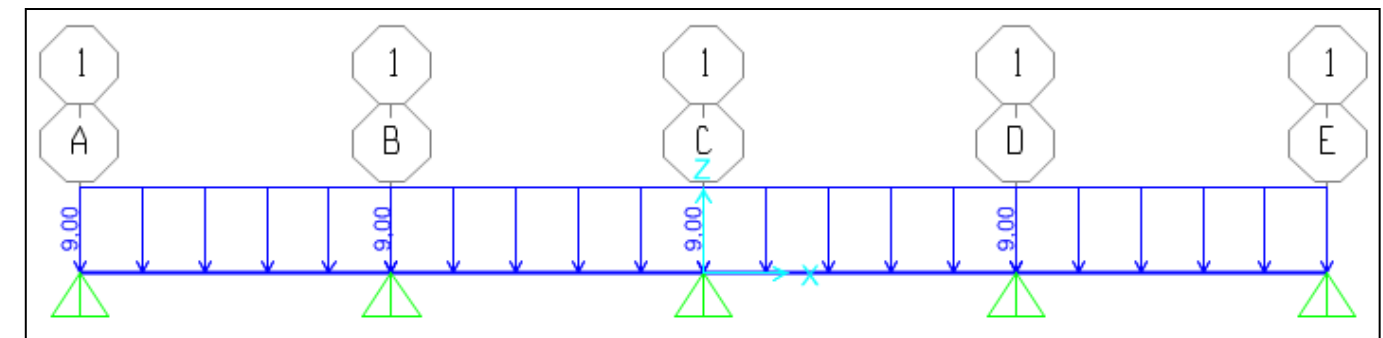
Como en el caso anterior, se comprobará que la sección resista el cortante actuante.

Las acciones a considerar en este caso son las siguientes:

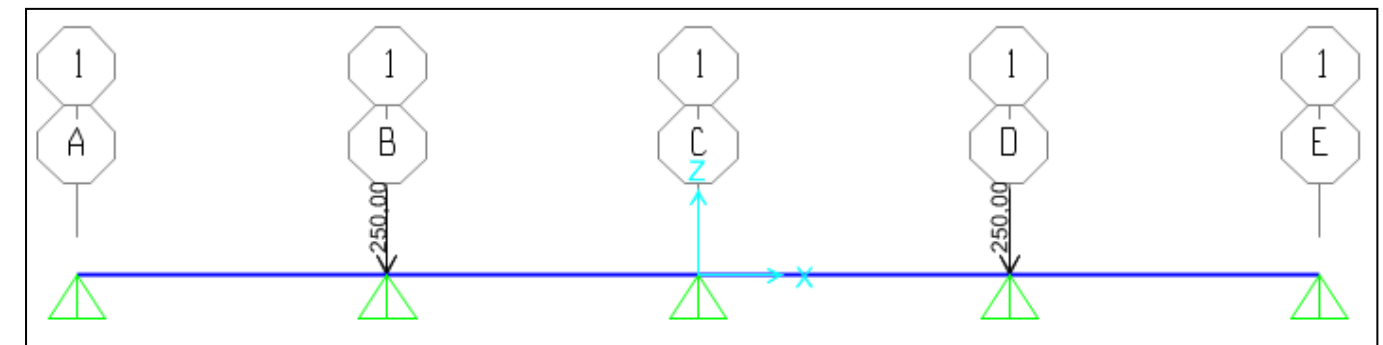
- Peso propio: $g_{pp} = 25 \cdot 1 \cdot 0,25 = 6,25 \text{ KN/m}$



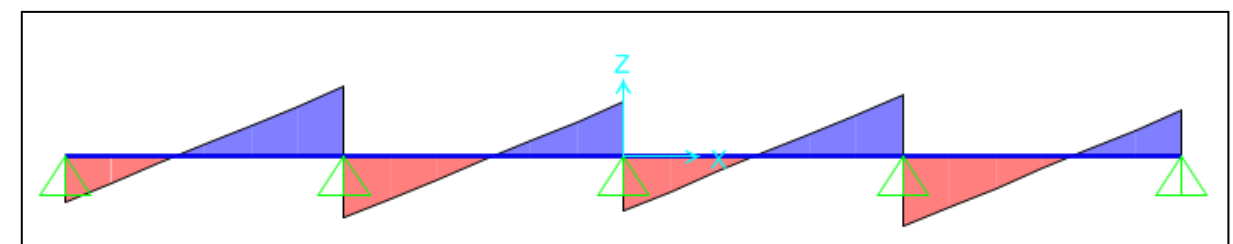
- Carga muerta: $g_{cm} = 9 \text{ KN/m}$



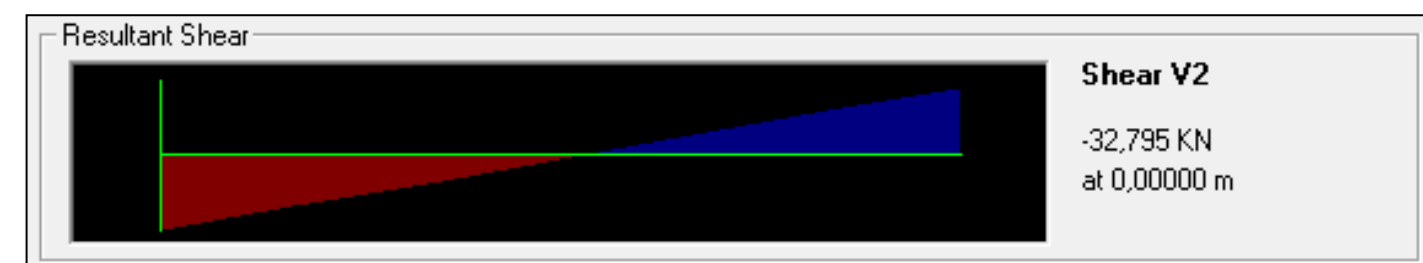
- Sobrecarga: Se considerará que los ejes de los trenes se encuentran justo en el apoyo, es decir, dos cargas puntuales en los apoyos número 2 y número 4 de 250 KN.



Con estas cargas, la ley de cortante queda:



El máximo cortante, y por tanto V_{rd} es el correspondiente al de los apoyos de las cargas puntuales. **$V_{rd} = 32,795 \text{ KN}$**



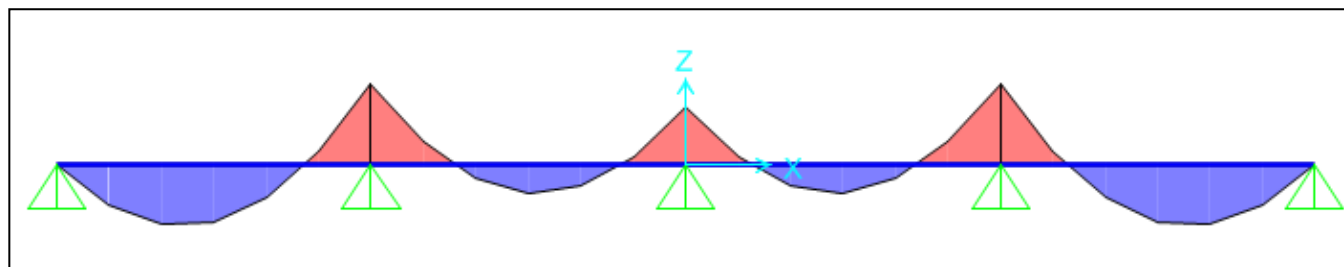
Según la EHE-08 con la metodología anteriormente descrita tenemos para este nuevo caso:

- $V_{u1} = 1060 \text{ KN} > V_{rd} = 32,795 \text{ KN} \rightarrow \text{CUMPLE}$
- $V_{cu} = 84,46 \text{ KN} > V_{rd} = 32,795 \text{ KN} \rightarrow \text{CUMPLE}$

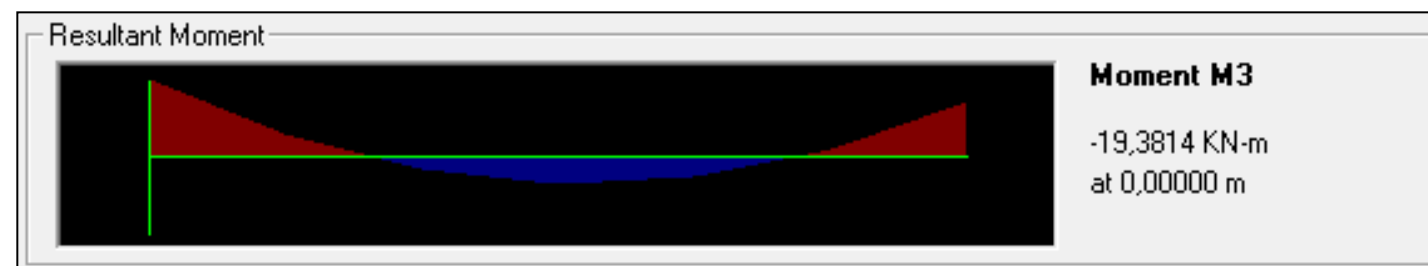
ii. Comprobación a flexión

Se realizará de la misma forma que anteriormente. En este caso $A_s = A'_s = 4,5 \text{ cm}^2$

Ley de flectores:



Máximo flector (en valor absoluto) en apoyos con cargas puntuales. $M_d = 19,3814 \text{ KN}\cdot\text{m}$



El momento flector de agotamiento para esta sección es $M_u = 52,5 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\rightarrow M_u = 52,5 \text{ KN}\cdot\text{m} > M_d = 19,3814 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{CUMPLE}$

Por tanto se dispondrá 7 cm^2 cada metro en ambas direcciones. Tomando un $\phi 16$

$n \cdot [\pi \cdot (\phi/2)^2] = 0,00045 \rightarrow n = 2,24 \rightarrow n = 3$ barras de $\phi 16$ cada metro.

Tanto a lo largo del ancho del tablero como a lo largo de su longitud se dispondrán $\phi 16/33$.

2.2.3.3 VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN (Según tabla 5.1.1.2 d la EHE-08 $w_{max}=0,3 \text{ mm}$)

- Dirección longitudinal

En primer lugar se obtiene el momento máximo de cálculo en E.L.S. con la combinación cuasipermanente ($\psi_2=0,2$) por medio del SAP 2000 15

ACCIONES VARIABLES	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Tren de carga para fatiga.	1.0	1.0	1.0
Resto de acciones variables.	0.6	0.5	0.2

Cuadro 6: Valores de los coeficientes de simultaneidad de las cargas variables según IAP.

Con estos datos, el momento máximo es en el apoyo y de valor $-61,4 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Determinación del momento de fisuración:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2,565 \text{ MPa}$$

$$\left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) \cdot f_{ctm} = 1,35 \cdot f_{ctm} = 3,463 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,fl} = \max\{2,565 \text{ MPa}; 3,463 \text{ MPa}\} = 3,463 \text{ MPa}$$

$$M_f = \frac{-f_{ctm,fl} \cdot I_b}{v_1} = \frac{-3,463 \cdot 1000 \cdot \left(\frac{0,25^3 \cdot 2,668}{12}\right)}{0,125} = -96,24 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$M_f > M_{max}$ [En valor absoluto] \rightarrow No fisura $\rightarrow w_k=0 < w_{max}=0,3 \text{ mm}$

- Dirección transversal

En dirección transversal el momento máximo también es en un apoyo y es de valor $-14,36 \text{ KN}\cdot\text{m}$. En este caso el momento de fisuración es:

$$M_f = \frac{-3,463 \cdot 1000 \cdot \left(\frac{0,25^3 \cdot 1}{12}\right)}{0,125} = 36,07 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$M_f > M_{ma}$ [En valor absoluto] \rightarrow No fisura $\rightarrow w_k=0 < w_{max}=0,3 \text{ mm}$

2.2.5 MUROS MÉNSULA

En primer lugar, se realizará el acuerdo vertical del paso inferior de la avenida de Barcelona para determinar la altura del alzado de los muros en la zona por donde va a pasar el trazado de la vía y la altura del resto de muros.

2.2.5.1 ACUERDO VERTICAL

A efectos de aplicación de la norma 3.1-1c Instrucción de carreteras (Trazado) en su apartado 5.2.1. Valores extremos, **el valor máximo de inclinación** de la rasante en rampas y pendientes, función de la velocidad de proyecto (v_p), será para carreteras convencionales y estimando una velocidad de proyecto de 60 km/h de valor **6%**

– Carreteras convencionales		
V_p (km/h)	INCLINACIÓN MÁXIMA (%)	INCLINACIÓN EXCEPCIONAL (%)
100	4	5
80	5	7
60	6	8
40	7	10

Al tratarse de un acuerdo de tipo cóncavo, el valor mínimo del K_v según criterios de visibilidad será de 1374 metros (Tabla 5.1). Según criterios de estética $\rightarrow L_v \geq 60$ km/h $\rightarrow K_v = 60/0,12 = 500$ metros.

V_p (km/h)	MÍNIMO		DESEABLE	
	K_v CONVEXO (m)	K_v CÓNCAVO (m)	K_v CONVEXO (m)	K_v CÓNCAVO (m)
120	15276	6685	30780	9801
100	7125	4348	15276	6685
80	3050	2636	7125	4348
60	1085	1374	3050	2636

Por tanto, el K_v será elegido por criterios de visibilidad y de valor **1500 metros**.

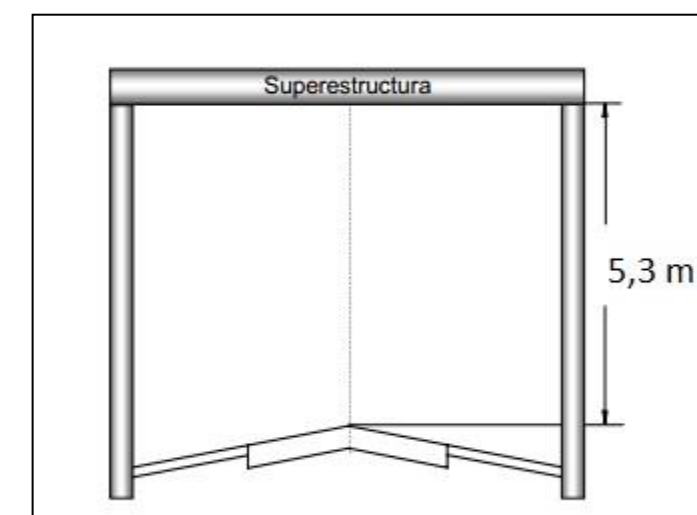
Elementos geométricos del acuerdo:

- Tangente: $T = (K_v \cdot \theta)/2 = \mathbf{90 \text{ metros}}$
- Desarrollo o longitud (L_v): $L_v = 2 \cdot T = \mathbf{180 \text{ metros}}$
- Flecha (d): $d = (K_v \cdot \theta^2)/8 = \mathbf{2,7 \text{ metros}}$

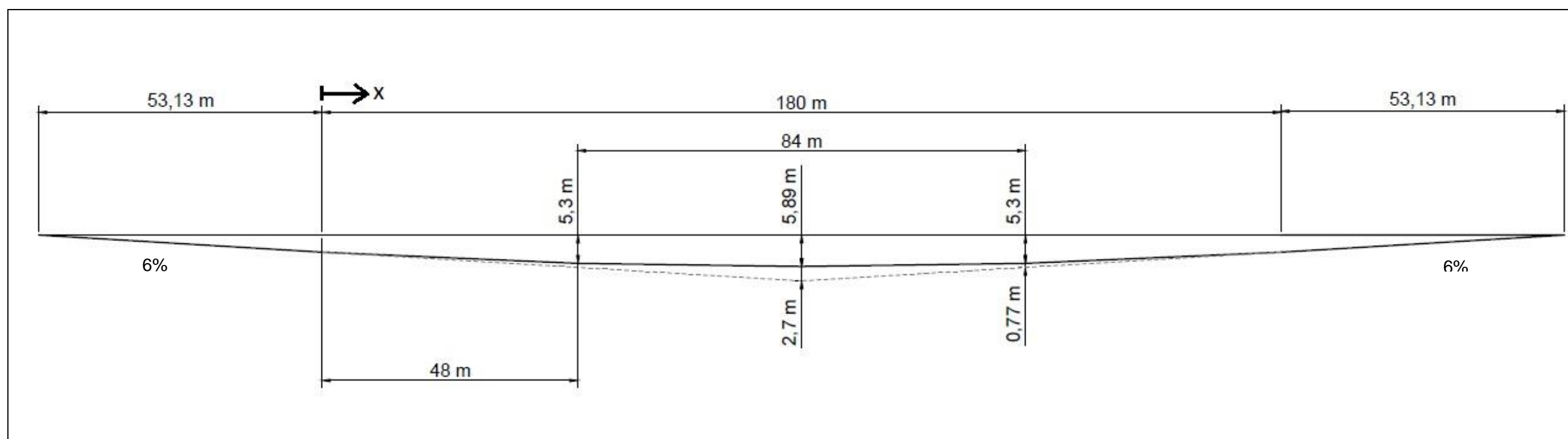
La ecuación de la parábola de eje vertical que arranca de la tangente de entrada será:

$$y = x^2 / (2 \cdot K_v) = \mathbf{x^2 / 3000}$$

La altura libre mínima bajo pasos superiores sobre cualquier punto de la plataforma no será inferior a cinco metros y treinta centímetros (5,30 m) en carreteras interurbanas y a cinco metros (5 m) en carreteras urbanas. (Norma 3.1-1c Instrucción carreteras (Trazado)). Para quedarnos del lado de la seguridad la altura libre mínima será de 5,3 metros.



Con todo esto, el acuerdo vertical en la zona aparece en la siguiente página.



Los 84 metros centrales representan la zona donde se dispondrán vigas que soportaran el tablero. Por tanto, en los extremos de esta zona será necesario cumplir los gálibos verticales mínimos exigidos (5,3 metros). En este tramo del acuerdo se dispondrá el mismo tipo de muro ménsula y la altura de su alzado será de 6 metros, de este modo la zapata quedará enterrada en todo el tramo.

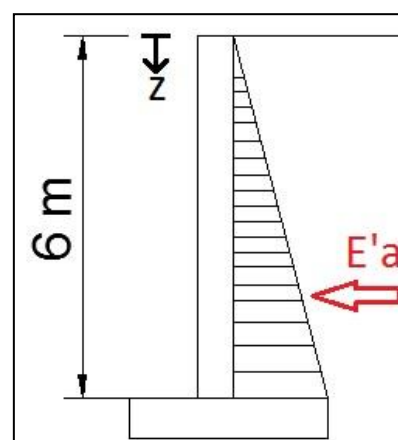
2.2.5.2 CÁLCULO MURO MÉNSULA

2.2.5.2.1 ALZADO

i. Acciones

- Terreno en el trasdós del muro

Para el correcto drenaje del trasdós del muro se colocará terreno granular con un peso específico (γ) de 18 KN/m³ y un ángulo de rozamiento interno (ϕ) de 30°.



Aplicando la teoría de Rankine, la distribución de empujes activos en un muro de trasdós vertical y terreno horizontal en coronación viene dada por la siguiente expresión:

$$e'a = \sigma'v * ka - 2 * c' * \sqrt{ka}$$

- $\sigma'v$: presión efectiva vertical a una profundidad "z"
- ka : coeficiente de empuje activo $\rightarrow ka = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0,333$
- c' : cohesión del terreno \rightarrow terreno granular $\rightarrow c' = 0$

$$0 \leq z \leq 6$$

$$\sigma'v = 18 * z$$

$$u = 0$$

$$\sigma'v = 18 * z$$

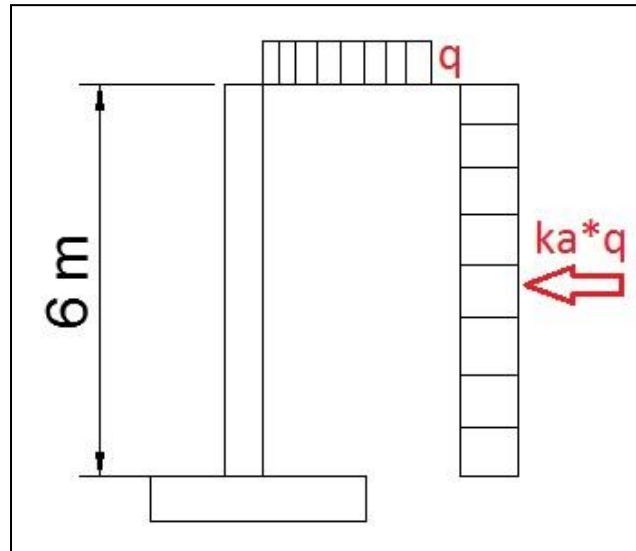
$$e'a = 18 * z * 0,333 = 6 * z$$

$$z = 0 \text{ m} \rightarrow e'a = 0$$

$$z = 6 \text{ m} \rightarrow e'a = 36 \text{ KN/m}^2$$

$$E'a = [e'a (z=6\text{m}) * 6] / 2 = (36 * 6) / 2 = 108 \text{ KN/m}$$

- Sobrecarga uniforme en el terreno en contacto con el trasdós del muro (30 KN/m^2)



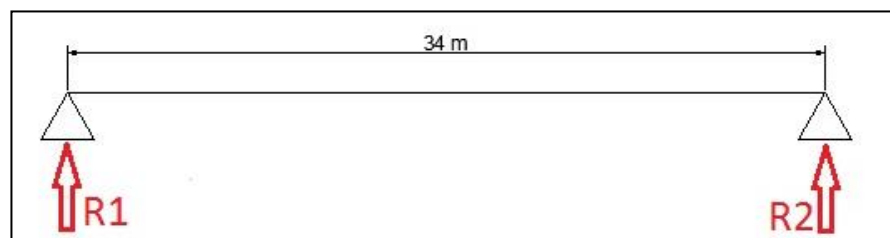
$$eq = ka \cdot q = 0,333 \cdot 30 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Eq = eq \cdot h = 10 \cdot 6 = 60 \text{ KN/m}$$

- Carga sobre la coronación del muro:

Para ello estudiaremos dos casos, el de mayor axil en el alzado y el de menor axil:

- El de mayor axil se corresponde con la parte del muro que soporta los extremos del tablero. Las cargas del tablero son transmitidas a la parte superior de los alzados del muro a través de los apoyos de las vigas. En total hay 13 vigas en esta zona que generarán 13 cargas puntuales en la parte superior del alzado del muro. Dichas cargas puntuales las determinaremos por medio del SAP 2000 15. Se realizarán varios modelos de vigas biapoyadas de 34 metros de luz con las cargas más desfavorables para cada modelo; posteriormente se determinarán las reacciones en sus apoyos. Las reacciones en los apoyos (R1) que soportan el tablero serán las cargas puntuales de mayor axil
- El de menor axil será la zona que soporta las mismas 13 vigas anteriores, sin embargo, las cargas puntuales serán las reacciones de los apoyos (R2) que no soportan el tablero.



En la siguiente tabla se observan las cargas puntuales:

	R1 (máximo) [KN]	R2 (mínimo) [KN]
Viga 1	1412,48	353,12
Viga 2	1471,32	294,28
Viga 3	1530,2	235,4
Viga 4	1589,04	176,56
Viga 5	735,66	147,14
Viga 6	765,08	117,12
Viga 7	794,52	88,28
Viga 8	823,94	58,86
Viga 9	853,38	29,42
Viga 10	882,8	29,42
Viga 11	735,66	29,42
Viga 12	735,66	29,42
Viga 13	735,66	29,42

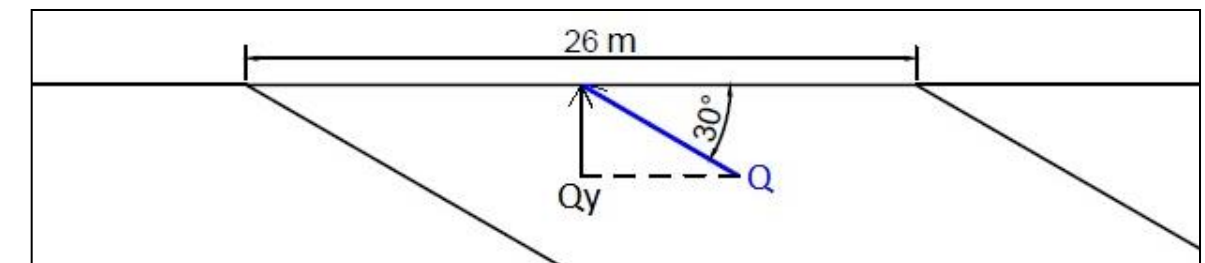
Finalmente, se adopta una carga uniformemente repartida equivalente en cada caso, teniendo en cuenta que las vigas están separadas 2 metros (d).

- $q(R1) = \sum R1/(d \cdot n) = 13065,40/(2 \cdot 13) = 502,52 \text{ KN/m}$
- $q(R2) = \sum R2/(d \cdot n) = 1617,86/(2 \cdot 13) = 62,23 \text{ KN/m}$

- Frenado y arranque

- Frenado: $Q_{l,k} = \alpha \cdot 20 \text{ [KN/m]} \cdot L \text{ [m]}$ (con $L \leq 300 \text{ m}$) $\rightarrow Q_{l,k} = 1,21 \cdot 20 \cdot 69 = 1669,8 \text{ KN}$
- Arranque: $Q'_{l,k} = \alpha \cdot 33 \text{ [KN/m]} \cdot L' \text{ [m]}$ (con $L' \leq 30 \text{ m}$) $\rightarrow Q'_{l,k} = 1,21 \cdot 33 \cdot 30 = 1197,9 \text{ KN}$

Además, no hay que olvidar el esviaje del puente



- $Q_y = Q_{l,k} \cdot \sin 30^\circ = 834,9 \text{ KN} \rightarrow \text{Carga por viga: } Q_y/43 = 19,42 \text{ KN}$
- $Q'_y = Q'_{l,k} \cdot \sin 30^\circ = 598,95 \text{ KN} \rightarrow \text{Carga por viga: } Q'_y/14 = 42,78 \text{ KN}$

En la siguiente tabla se observan las distintas reacciones a las cargas horizontales de las 13 vigas a estudiar en sus apoyos más solicitados:

	R1 [KN]
Viga 1	47,42
Viga 2	49,50
Viga 3	51,57
Viga 4	53,64
Viga 5	35,65
Viga 6	37,08
Viga 7	38,50
Viga 8	39,93
Viga 9	41,36
Viga 10	42,78
Viga 11	35,65
Viga 12	37,08
Viga 13	38,50

Finalmente, se adopta una carga uniformemente repartida equivalente, teniendo en cuenta que las vigas están separadas 2 metros (d).

$$q_h(R1) = \sum R1 / (d \cdot n) = 548,66 / (2 \cdot 13) = 21,10 \text{ KN/m}$$

ii. Predimensionamiento del canto a cortante

La propia sección de hormigón tendrá que ser capaz de resistir el cortante efectivo de cálculo debido a que no se dispondrá de cercos para resistirlo, por tanto, tendrá que cumplirse que $V_{cu} \geq V_{rd}$.

Anteriormente se determinó $E'a = 108 \text{ KN/m}$, $E_q = 60 \text{ KN/m}$ y $q_h(R1) = 21,10 \text{ KN/m}$, por tanto, V_{rd} será según la EHE-08 en una situación persistente o transitoria:

$$\rightarrow V_d = V_{rd} = \gamma_g \cdot E'a + \gamma_q \cdot E_q = 1,35 \cdot 108 + 1,5 \cdot (60 + 21,10) = 267,45 \text{ KN}$$

Con la expresión antes citada de V_{cu} :

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

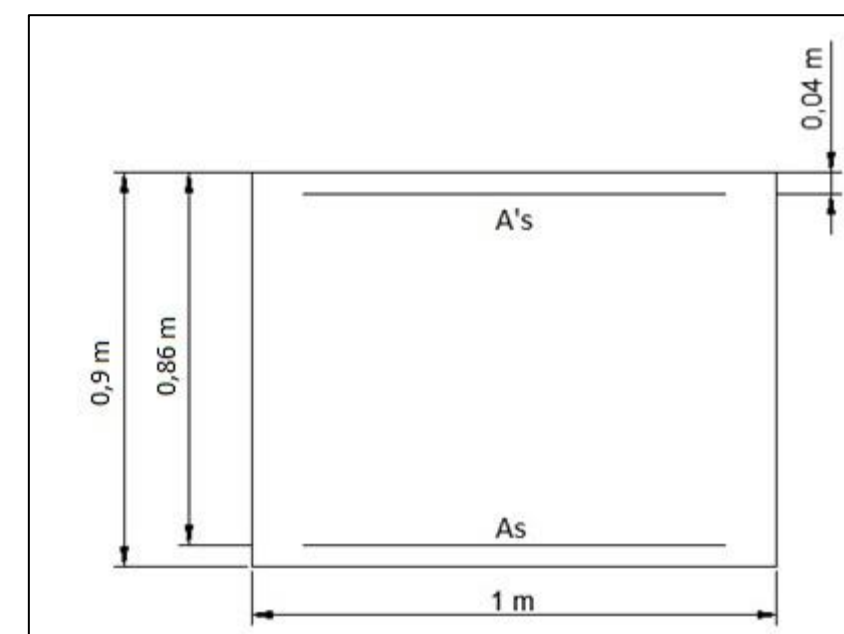
Suponiendo un ξ de 1,5, un ρ_l de 0,005 y sabiendo que b_0 se tomará como 1 metro; igualando V_{cu} a V_{rd} nos dé un canto útil (d) de valor **0,77 metros**.

Sabiendo que el recubrimiento mecánico en el caso de $\phi_s = 20 \text{ mm}$ es de 0,04 metros, el canto será 0,81 metros. Para quedarnos del lado de la seguridad cogeremos un canto **$h = 0,9 \text{ metros}$** .

iii. Dimensionamiento de la sección a flexión

Para dimensionar la armadura a flexión del alzado adoptaremos una sección de ancho métrico.

- Caso de mayor axil



- Valores de cálculo de las resistencias de los materiales

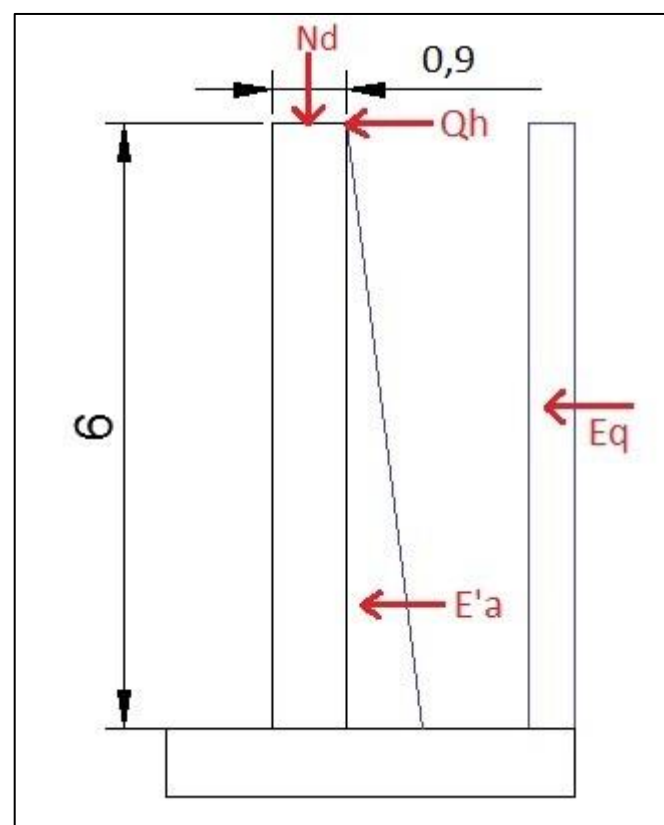
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

- Ecuación constitutiva del hormigón

Bloque rectangular $\rightarrow f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow \lambda = 0,8 \quad \eta = 1 \quad \epsilon_{cu} = 0,0035$

- Determinación de Md y Nd



$$N_d = 502,52 \text{ KN}$$

$$M_d = 1,35 \cdot [108 \cdot 2] + 1,5 \cdot [21,1 \cdot 6] + 1,5 \cdot [60 \cdot 3] = 751,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Determinación de las zonas de dimensionamiento

$$x = x_{lim}$$

$$x_{lim} = \frac{d}{1 + \frac{f_{yd}}{E_s \cdot \epsilon_{cu}}} = \frac{0,86}{1 + \frac{434,78}{700}} = 0,5305 \text{ m}$$

$$M_{1c}(x_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x_{lim} \cdot \left(d - \frac{0,8 \cdot x_{lim}}{2} \right) = 4582,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(x_{lim}) = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x_{lim} \cdot \left(d' - \frac{0,8 \cdot x_{lim}}{2} \right) = -1218,02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$x = -\infty$$

$$M_{1c}(-\infty) = 0$$

$$M_{2c}(-\infty) = 0$$

$$x = +\infty$$

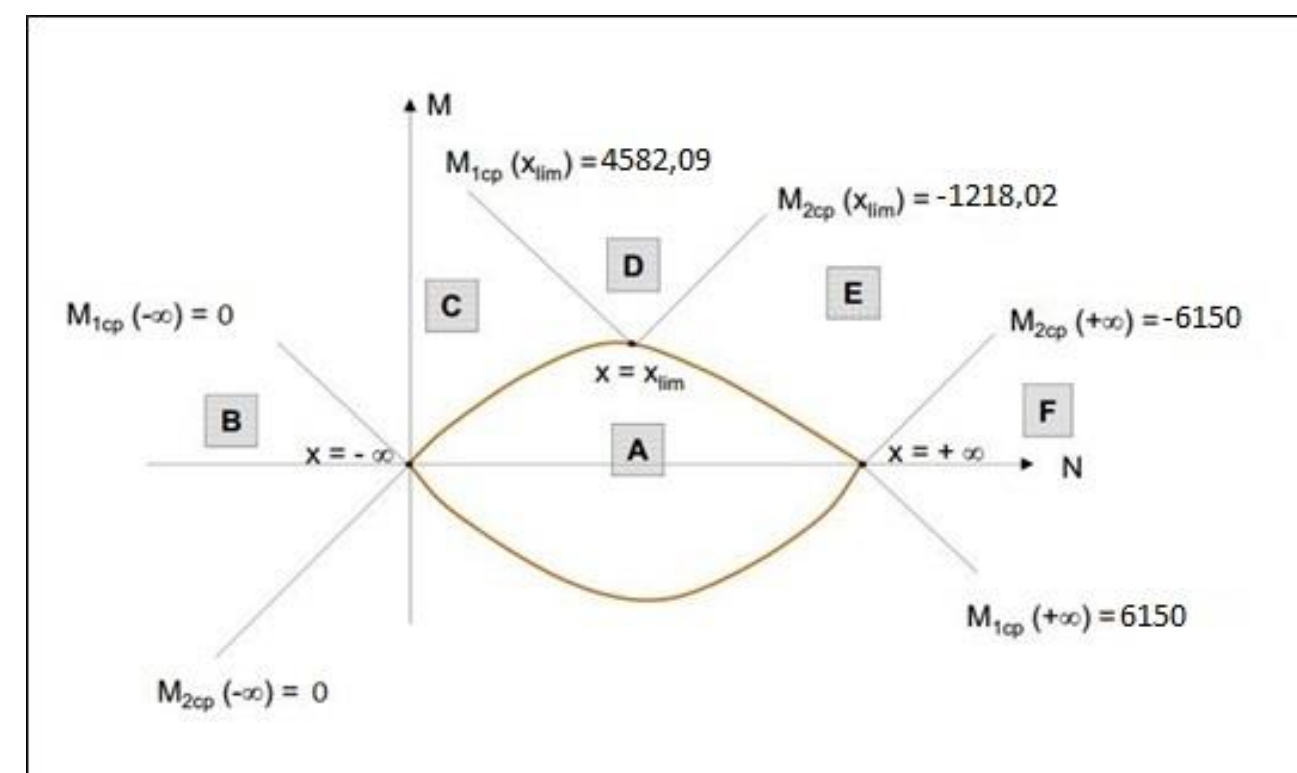
$$N_c = 15000 \text{ KN}$$

$$M_c = 0$$

$$M_{1c}(+\infty) = 6150 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2c}(+\infty) = -6150 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Con estos valores, el diagrama de interacción Momento-Axil es el siguiente:



- Determinación de la zona de dimensionamiento

$$M1d = M_d + N_d \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 751,5 + 502,52 \cdot \left(0,86 - \frac{0,9}{2}\right) = 957,53 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M2d = M_d + N_d \cdot \left(d' - \frac{h}{2}\right) = 545,47 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M1c(-\infty) = 0 < M1d = 957,53 < M1c(x_{lim}) \rightarrow \text{ZONA C}$$

- Dimensionamiento de armadura a flexión

El criterio de dimensionamiento en esta sección es no disponer de armadura a compresión. De esta forma, la armadura por tracción será:

$$M1d = M1c(x) = 957,53 = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x) \rightarrow x = 0,08701 \text{ m} < x_{lim} = 0,5305 \text{ m}$$

$$N_d = N_c(x) - f_{yd} \cdot A_s = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x - f_{yd} \cdot A_s \rightarrow A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x - N_d}{f_{yd}} = 0,001513 \text{ m}^2$$

- Armadura mínima geométrica

- Armadura vertical (según EHE-08 será el 0,9‰ del área de hormigón para tracción y el 30% de la armadura de tracción para compresión):

$$A_s = 0,9\text{‰} \cdot A_c = \frac{0,9}{1000} \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,00081 \text{ m}^2$$

$$A'_s = 0,3 \cdot A_s = 0,000243 \text{ m}^2$$

- Armadura horizontal (según EHE-08 se puede reducir a 2‰ del área de hormigón en caso de altura de fuste del muro mayor a 2,5 metros):

$$A_s = A'_s = \frac{2}{1000} \cdot A_c = 0,002 \cdot 6 \cdot 0,9 = 0,0108 \text{ m}^2$$

- Armadura mínima mecánica ($A_s = A'_s = 0,04 \cdot A_c \cdot [f_{cd}/f_{yd}]$)

- Armadura vertical:

$$A_s = A'_s = 0,04 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot \left(\frac{16,67}{434,78}\right) = 0,00138 \text{ m}^2$$

- Armadura horizontal:

$$A_s = A'_s = 0,04 \cdot 0,9 \cdot 6 \cdot \left(\frac{16,67}{343,78}\right) = 0,00828 \text{ m}^2$$

→ Con estos datos el armado será:

- Armadura vertical:

- $A_s = 15,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 20 (15,71 \text{ cm}^2)$ [por metro de muro] → $\phi 20/20$
- $A'_s = 13,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\phi 16 (14,07 \text{ cm}^2)$ [por metro de muro] → $\phi 16/14$

- Armadura horizontal:

- $A_s = A'_s = 108 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 16/11 (108,57 \text{ cm}^2)$

- Caso de menor axil

En este caso, con $N_d = 62,23 \text{ KN}$ y $M_d = 561,6 \text{ KN}\cdot\text{m}$, y con el mismo diagrama de interacción, obtenemos:

$$M1d = 582,45 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M2d = 540,75 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

→ **ZONA C ($A'_s = 0$)**

$x = 0,05247 \text{ m} \rightarrow A_s = 14,66 \text{ cm}^2 < 15,13 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Se dimensionará el armado de los muros en la zona que soporta las vigas con el mayor axil.

iv. Comprobación a cortante con el armado definitivo

Comprobaremos unicamente el caso de mayor cortante (el caso de las acciones de frenado y arranque)

Con los datos obtenidos anteriormente comprobamos V_{cu} y obtenemos:

$$V_{cu}=377,2 \text{ KN} > V_{rd}= 267,45 \text{ KN} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

 v. Verificación del E.L.S. de fisuración

Comprobaremos unicamente el caso más desfavorable, es decir, el caso de mayor flexión.

Según la tabla 5.1.1.2 d ela EHE-08, la abertura máxima de fisura (w_{max}) con una clase de exposición IIa es de 0,3 mm.

- Cálculo del momento a servicio con la combinación cuasipermanente en la base del alzado del muro

Se observan los valores de los coeficientes de simultaneidad de las cargas según la IAP. Para la combinación cuasipermanente nos intersea ψ_2 .

ACCIONES VARIABLES	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Tren de carga para fatiga.	1.0	1.0	1.0
Resto de acciones variables.	0.6	0.5	0.2

Cuadro 6: Valores de los coeficientes de simultaneidad de las cargas variables según IAP.

Con $\psi_2= 0,2$ tenemos:

$$M_e^{CP}=\gamma_g \cdot M_g+\gamma_q \cdot \psi_2 \cdot (M_{Eq}+M_{qh})=1 \cdot 108 \cdot 2+1 \cdot 0,2 \cdot (21,1 \cdot 6+60 \cdot 3)=277,32 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$f_{ctm,fl}=\max\left\{\left(1,6-\frac{h}{1000}\right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm}\right\}$$

$$f_{ctm}=0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}=2,565 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,fl}=2,565 \text{ Mpa}$$

A continuación se determina el momento de fisuración:

$$M_f=\frac{-f_{ctm,fl} \cdot I_b}{v_2}=\frac{-2,565 \cdot 1000 \cdot \left(\frac{0,9^3 \cdot 1}{12}\right)}{-0,45}=346,28 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_f > M_e^{CP} \rightarrow \text{NO FISURA} \rightarrow w_k=0 \text{ mm}$$

$$w_k=0 < w_{max}=0,3 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

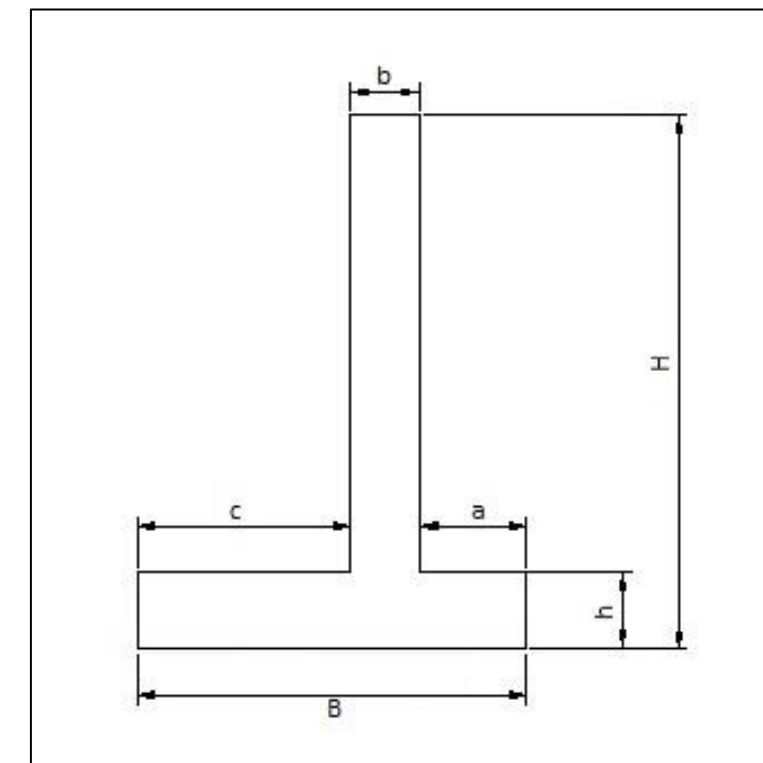
 2.2.5.2.2 ZAPATA

El terreno que hay por debajo de la zapata esta compuesto por arenas gravosas con una tensión admisible (σ_{adm}) de valor 250 KN/m².

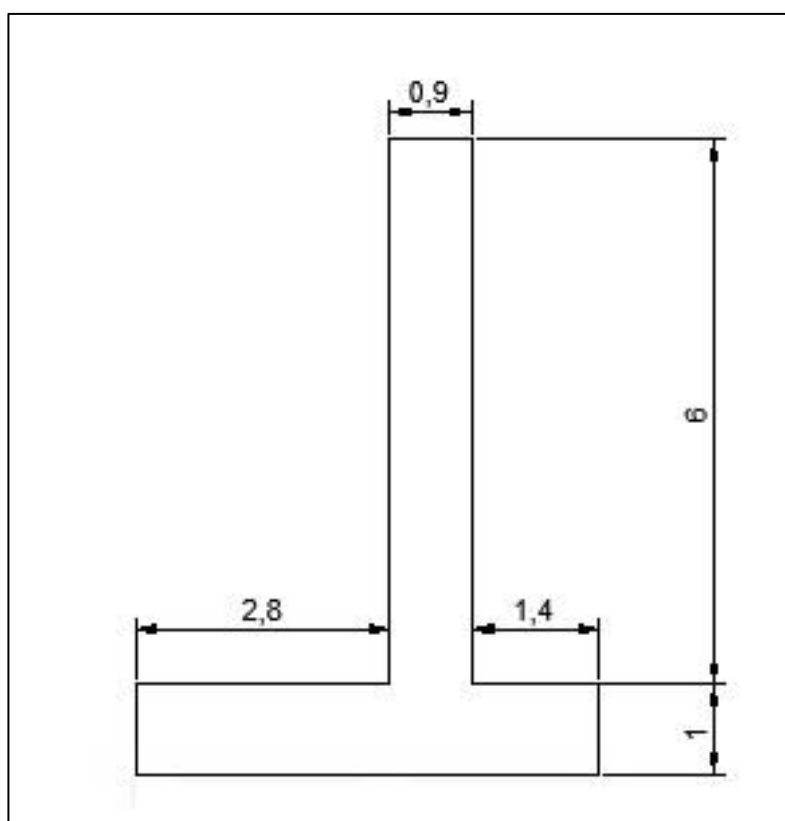
En primer lugar predimensionaremos el canto de la zapata por cortante tal y como se ha realizado anteriormente. El canto estimado será de un metro.

Para acabar de predimensionar la zapata realizaremos la siguiente hipótesis:

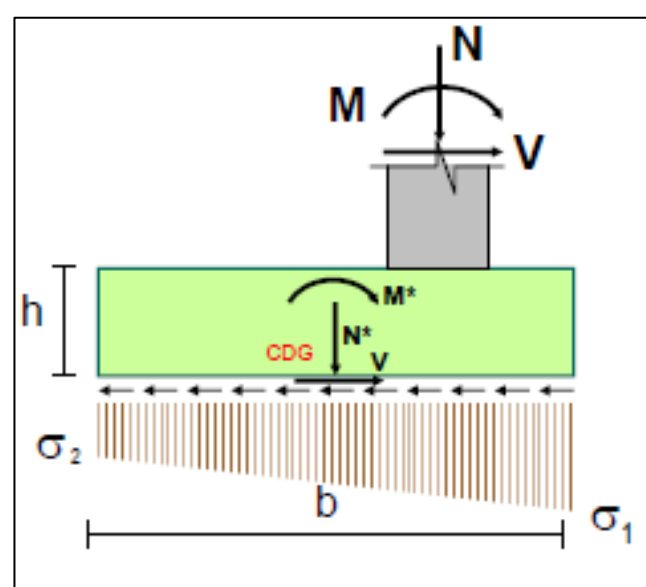
- $B=0,6 \cdot H$
- $a=0,3 \cdot B$
- $b=H/10$
- $c=1,5 \cdot a$
- $h \geq a/2 > 50 \text{ cm}$



Con estas condiciones las dimensiones adoptadas para la zapata serán:



A continuación se calculará la distribución de presiones en el terreno con una distribución lineal de tensiones con la hipótesis de que no despegue



Donde:

$$\sigma_1 = \frac{N^*}{b} + \frac{6 \cdot M^*}{b^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{b} - \frac{6 \cdot M^*}{b^2}$$

Con $N^*=1007,84$ KN [por metro de muro] y $M^*=381,4$ KN*m [por metro de muro] tenemos que:

$$\sigma_1 = 285,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 109,63 \text{ KN/m}^2$$

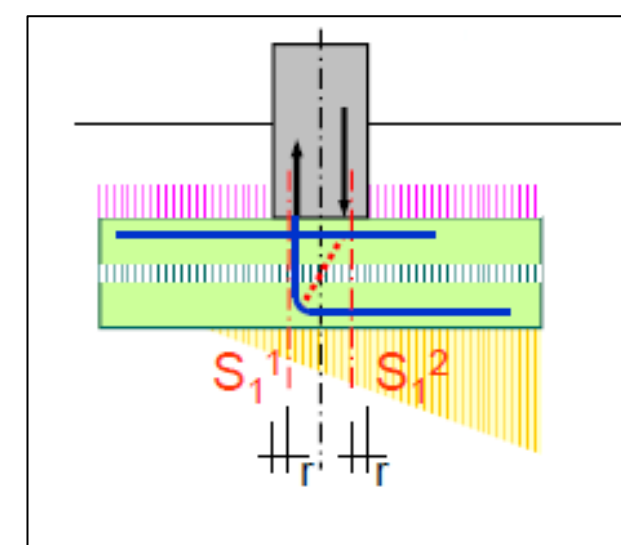
- Comprobación tensión admisible del terreno

$$\sigma_m = (285,6 + 109,63) / 2 = 197,62 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\sigma_{max,adm} = 1,25 \cdot \sigma_{adm} = 312,5 \text{ KN/m}^2 > \sigma_1 = 285,6 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

- Cálculo a flexión de la zapata

Para ello se adoptarán los momentos de cálculo en las secciones de referencia indicadas en los artículos 42 y 58.4.2.1.1 de la EHE-08. Dichas secciones son:



Donde r es igual a $0,15 \cdot a$ (a =canto del alzado del muro (0,9 metros)).

- Puntera

El momento M_d de cálculo obtenido es de 303,076 KN*m

La zona de dimensionamiento es zona C $\rightarrow A's = 0$.

Con el mismo método con el que calculamos la armadura a flexión en el alzado del muro obtenemos que la armadura de tracción es:

$$A_s = 7,33 \text{ cm}^2$$

El armado por mínimos geométricos según la EHE-08 para losas de cimentación es la la mitad del 1,8‰ del área de hormigón dispuesto en ambas direcciones. Este valor es de:

$$A_{s,min,geom} = 9 \text{ cm}^2$$

Finalmente, el armado por mínimos mecánicos es de:

$$A_{s,min,mec} = 15,33 \text{ cm}^2$$

\rightarrow El armado a disponer en la puntera es de 15,33 cm²

Tanto a lo largo del muro como transversalmente se dispondrán $\phi 20/20$ [15,71 cm²]

- Talón

De la misma forma que anteriormente obtenemos un $M_d = 462,77 \text{ KN*m}$, lo que nos da un $A_s = 11,26 \text{ cm}^2$

Por tanto, en esta zona de la zapata también se dispondrá a lo largo del muro la armadura mínima mecánica, $\phi 20/20$ en la cara superior de la zapata en la zona del talón.

Transversalmente se dispondrán $\phi 20/20$ en la cara superior únicamente.

- Comprobación a cortante definitiva

- Puntera

$$V_{cu} = 421,06 \text{ KN} > V_{rd} = 353,71 \text{ KN} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

- Talón

$$V_{cu} = 421,06 \text{ KN} > V_{rd} = 312,39 \text{ KN} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

2.2.5.2.3 CÁLCULO DEL RESTO DE MUROS MÉNSULA

El resto de muros ménsula se calcularán de igual forma, sin embargo estos muros tendrán una altura menor debido al acuerdo vertical y además no estarán tan solicitados como los calculados anteriormente debido a que no pasa el tablero por encima de dichos muros.

Los muros del resto de acuerdo (48 metros) tendrán una altura de 5.5 metros mientras que los muros de las dos pendientes tendrán una altura de 4 metros.

3. CONCLUSIONES

La alternativa en superficie supone una serie de problemas con respecto al cálculo de estructuras, los cuales se detallarán a continuación.

En primer lugar, es necesario desviar el trazado por fuera de “Sant Feliu de Llobregat”, lo que provoca un gran aumento de la longitud del trazado, pudiendo incrementar el número de obras de fábrica.

Al desviarse por el exterior del municipio, el trazado intersecta con varios tipos de carreteras, desde autopistas hasta pequeñas calles; esto obliga a tener que realizar varios tipos de obras de fábrica, tal y como se observó anteriormente, condicionando así los plazos de ejecución debido al uso de diversos tipos de maquinaria y de materiales.

Además, el trazado requiere de una gran curvatura para poder bordear la localidad catalana, por lo que el nuevo trazado cruza algunas carreteras con esviajes importantes (como la obra de fábrica calculada). Esto provoca un gran aumento de la longitud del tablero del puente, obligando a emplear estructuras algo complejas (como la pérgola). La gran cantidad de material a emplear debido a este esviaje encarece de forma notable la ejecución de estas obras de fábrica.

Por lo tanto, desde el punto de vista de estructuras, la alternativa en superficie no es muy correcta.