

ANNEX NÚM.6: Estudi de trànsit

ÍNDEX

1. PROGNOSI DE TRÀNSIT	Pàg. 3
1.1 INTRODUCCIÓ	Pàg. 3
1.2. DETERMINACIÓ DE LA IMD	Pàg. 3
2. NIVELL DE SERVEI DE LA VIA	Pàg. 8

1. PROGNOSI DE TRÀNSIT

1.1. INTRODUCCIÓ

L'objectiu de la prognosi de trànsit és determinar el comportament d'una via que encara no existeix. El paràmetre que ens interessa determinar és la IMD, ja que a partir d'aquesta dada podem dimensionar els ferms i paviments. També ens interessa comprovar si el nombre de carrils que hem decidit dotar al pont serà suficient per a que tingui un bon servei.

1.2. DETERMINACIÓ DE LA IMD

Per a determinar la IMD que hi haurà al pont s'ha analitzat la zona on hi hauria els potencials usuaris del pont. Al la banda oest del riu hi trobem el polígon industrial, on a part d'indústria també hi ha supermercats i restaurants, per tant definim la zona com a zona d'atracció de viatges. En canvi a la banda est del riu hi ha les zones residencials, zones de generació de viatges (*imatge 1*).

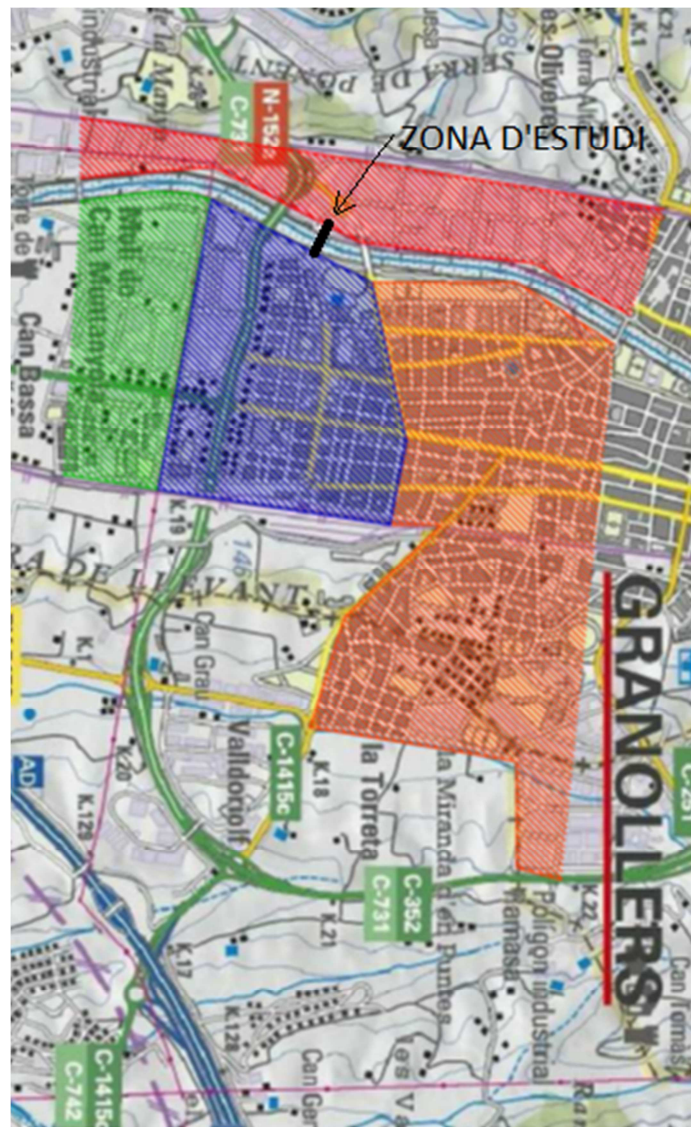
Per a fer una prognosi amb una gran precisió s'haurien de fer enquestes preguntant en concret per a la utilització del pont del present projecte. Però al tractar-se d'un projecte acadèmic s'han aprofitat dades d'enquestes fetes anteriorment relacionades amb la mobilitat del municipi.

1.2.1. Dades

Les dades de què es disposen són les següents:

- **Desplaçaments diaris interns de Granollers per feina al 2001:** 12.983 desplaçaments/dia
- **Percentatge de desplaçaments en vehicle privat al 2001:** 93 %
- **Percentatge d'autobusos al 2004:** 3 %
- **Percentatge de camions 2004:** 6 %
- **Habitants Granollers actualment:** 58.854 habitants
- **Creixement anual del parc de vehicles:** 3 %

Aquestes dades s'han extret de "Estudi d'avaluació de la mobilitat generada 2012" que es pot trobar a la web de l'ajuntament de Granollers



Imatge 1: zones d'influència del pont

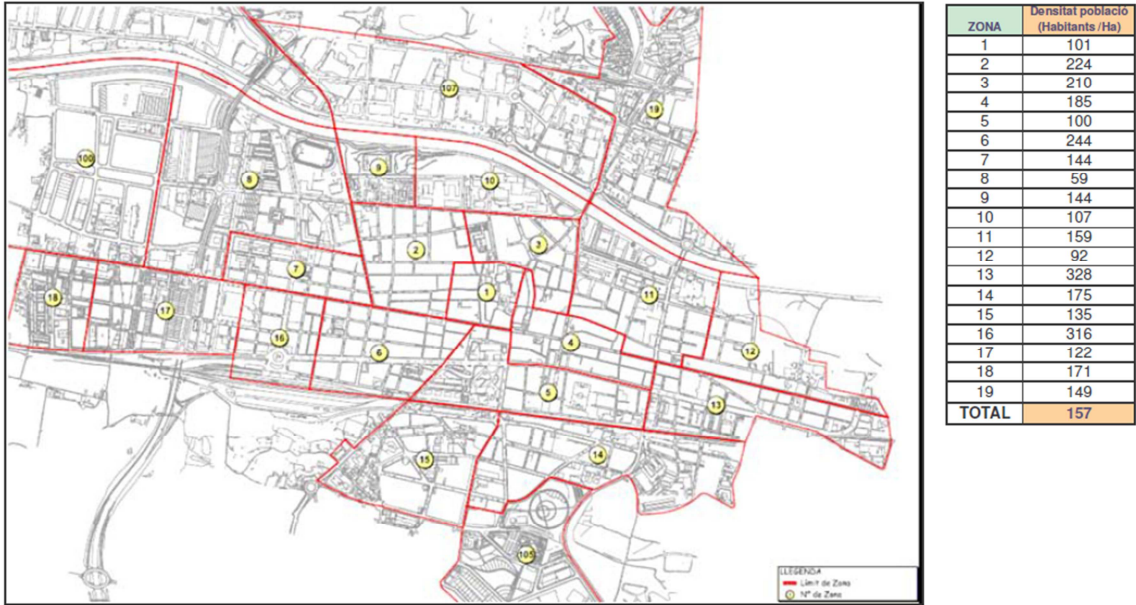
Com podem veure el la imatge 1 tenim per una banda la zona vermella que és la que genera els viatges (zona amb indústria, supermercats i restaurants). Per altra banda tenim la zona blava, que és la zona residencial d'us potencial del pont. Les zones verda i taronja també són zones potencials d'us del pont però al tenir altres ponts més propers no es consideraran.

1.2.2. Càlcul

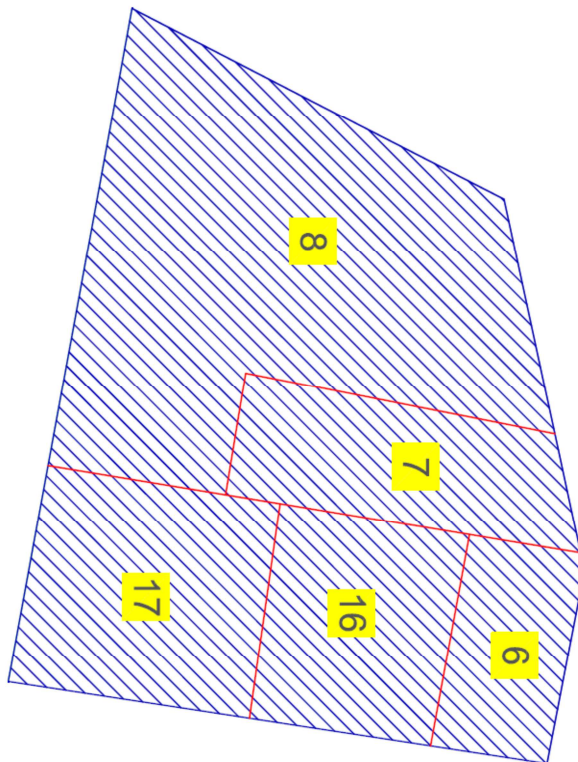
Per definir les fronteres de la zona blava s'ha analitzat els punts equidistants amb els ponts propers, de tal manera que si estàs sobre la frontera la distància per creuar el riu és la mateixa si vas per un pont que per un altre.

Un cop determinada la zona sabem que tota la gent que viu a aquella zona i vulgui anar al polígon passarà pel pont en qüestió.

Per tenir una bona aproximació de la gent que viu a la zona blava s’ha de tenir en compte el següent mapa de densitats de població:



Imatge 2: densitats de població de Granollers.



Imatge 3: densitats de població dins la zona de generació de viatges.

Zona	Densitat de població (h/ha)
6	244
7	144
8	59
16	316
17	122

Població resident a la zona: $N_6 \cdot A_6 + N_7 \cdot A_7 + N_8 \cdot A_8 + N_{16} \cdot A_{16} + N_{17} \cdot A_{17} =$
 $= 244 \cdot 7,65 + 144 \cdot 11,99 + 59 \cdot 43,42 + 316 \cdot 12,21 + 122 \cdot 15,79 = 11.939,68 \text{ h}$

Ara hem de dividir aquesta xifra d'habitants per el nombre d'habitants total de Granollers per saber quin és el percentatge que s'haurà d'aplicar a les dades que tenim:

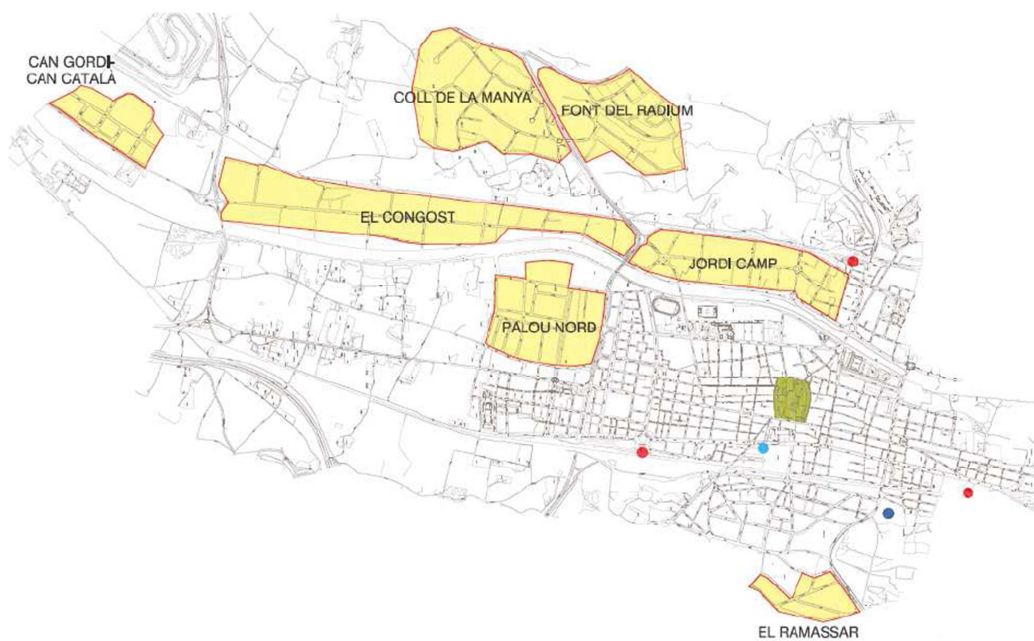
$$\frac{11.937,89}{58.854} = 0,2028 = 20,28 \% \text{ de la població de Granollers.}$$

Aquest 20,28 % l'apliquem a 12.983 que són els desplaçaments/dia totals per feina dins de la pròpia ciutat:

$$12.983 \cdot 0,2028 = 2.632,95 \text{ desplaçaments/dia}$$

Aquests desplaçaments són per feina, per tant, molts d'ells seran a través del nostre pont per anar al Polígon Industrial del Congost i de Jordi Camp. Però n'hi hauran d'altres que aniran a treballar a algun altre polígon així que hem de determinar quina importància relativa tenen el polígons industrials amb el qual connecta el pont.

Aquest mapa mostra les principals zones de major atracció de viatges (per feina):



Imatge 4: zones de major atracció de viatges per feina.

Una bona aproximació seria considerar que la meitat de viatges són amb destinació al Polígon del Congost i Jordi Camp. Així doncs:

$$2.632,95 \cdot 0,5 = 1.316,475 \text{ viatges/dia}$$

Càlcul de la IMD mitjançant el mètode dels factors de creixement

$$IMD = A \cdot T \cdot L \cdot I$$

Trànsit atret: són els viatges que abans de la construcció de la via en qüestió ja es feien però per alguna altra. És el cas dels desplaçaments per feina: 1316,5 viatges/dia.

Trànsit induït: viatges que abans no existien i a partir de la construcció de la nova via apareixen degut a la facilitat de comunicació. En el cas d'aquest projecte si que n'hi haurà perquè hi haurà gent que degut a la facilitat de comunicació que li ofereix el pont decideixin canviar de supermercat, de gasolinera, etc. Fins i tot decideixin aparcar al cotxe al polígon ja que a les zones residencials les zones per aparcar són molt escasses.

Trànsit generat: viatges que s'han generat degut a noves activitats econòmiques que han aparegut a partir de l'existència de la nova via. Aquest trànsit no es tindrà en compte en el present projecte degut a que l'impacte de l'obra no és suficient com per generar noves activitats econòmiques.

A = trànsit atret

T = creixement total del trànsit: $(1 + 0.03)^{13} = 1,47$

L = generació de viatges = 1

I = inducció de viatges = 1,5

T = creixement total del trànsit: Com que les dades que tenim són del 2001 tenim que actualitzar-les aplicant el creixement anual del trànsit. Considerem que el creixement anual de trànsit és el mateix que el creixement del parc de vehicles (3 % anual).

$$\text{IMD} = 1.316,5 \cdot 1,47 \cdot 1 \cdot 1,5 = \mathbf{2903 \text{ v/d}}$$

Per determinar la IMD de vehicles pesats també es farà mitjançant les estadístiques del parc de vehicles: 6 % camions + 3 % autobusos = 9 % vehicles pesats

$$\text{IMD}_p = 2902,9 \cdot 0,09 = \mathbf{262 \text{ v/d}}$$

2. NIVELL DE SERVEI DE LA VIA

Si intentem calcular la capacitat de la via mitjançant el manual HCM (Highway Capacity Manual 2000) veurem que no es possible calcular-la com si fos una via urbana perquè tan sols té 77 metres, i per a poder utilitzar aquest mètode hauria de tenir 1'5 km. En aquests casos el que s'ha de fer es analitzar-la a partir de les seves interseccions.

El que vol dir això és que el que determinarà si aquella via té un bon servei no és ella mateixa, sinó que va en funció de les interseccions que tingui.

En el cas del present projecte el que determinarà el seu nivell de servei no seran el nombre de carrils que tingui el pont, sinó el nivell de servei que tinguin les dues rotondes a les quals està connectat: per molts carrils que se li posin al pont, si les rotondes estan col·lapsades, els vehicles s'hauran d'esperar per creuar-les, i el pont es congestionarà. A la vegada el nivell de servei de les rotondes depèn de les intensitats de cadascuna de les vies que hi conflueixen. Per aquest motiu s'ha decidit fer el pont d'un carril per sentit, ja que senten que fer-lo de més carrils no milloraria la bona circulació del mateix.

ANNEX NÚM.7: Traçat

ÍNDEX

1. INTRODUCCIÓ	Pàg. 3
2. SECCIÓ TRANSVERSAL	Pàg. 3
2.1. CALÇADA	Pàg. 3
2.2. VORERES	Pàg. 3
2.3. DRENATGE TRANSVERSAL	Pàg. 5
2.4. SECCIÓ TIPUS	Pàg. 6
3. TRAÇAT EN ALÇAT	Pàg. 6
3.1. CONDICIONANTS	Pàg. 6
3.2. VALORS EXTREMS	Pàg. 7
3.3. PLANTEJAMENT	Pàg. 7
3.4. CÀLCULS	Pàg. 9
4. TRAÇAT EN PLANTA	Pàg. 13
4.1. EIXOS	Pàg. 14

1. INTRODUCCIÓ

En el present Annex es definirà el traçat en alçat i en planta i la secció transversal seguint les especificacions de la “Instrucción de Carreteras. Norma 3.1-IC. Trazado”.

2. SECCIÓ TRANSVERSAL

2.1. CALÇADA

En una secció transversal els elements constitutius que la formen són els carrils, els vorals i les voreres. Al ser un pont no hi ha presència de berms. Per ajustar les dimensions d'aquests elements la Norma 3.1-IC dona una taula de referència:

CLASE DE CARRETERA	VELOCIDAD DE PROYECTO (km/h)	CARRILES (m)	ARCÉN (m)		BERMAS (m)		NIVEL DE SERVICIO EN LA HORA DE PROYECTO DEL AÑO HORIZONTE
			EXTERIOR	INTERIOR	MÍNIMO	MÁXIMO ****	
De calzadas separadas	120	3,5	2,5	1,0-1,5 *	0,75	1,5	C
	100	3,5	2,5	1,0-1,5 *	0,75	1,5	D
	80	3,5	2,5	1,0	0,75	1,5	D
De calzada única	Vías rápidas	100	3,5	2,5	0,75	1,5	C
		80	3,5	2,5	0,75	1,5	D
	Carreteras convencionales	100	3,5	1,5 - 2,5	0,75	1,5	D
		80	3,5	1,5 ***	0,75 **	1,5 **	D
		60	3,5	1,0 - 1,5 ***	0,75 **	1,5 **	E
		40 IMD ≥ 2000	3,5	0,5	-	-	E
		40 IMD < 2000	3,0	0,5	-	-	E

* El valor 1,5 se exigira para medianas en las que, de forma continuada, la barrera esté adosada al arcén.

** Para carreteras en terreno muy accidentado y con baja intensidad de tráfico (IMD < 3000) se podrá justificar la ausencia o reducción de berma.

*** Para carreteras en terreno muy accidentado, o con baja intensidad de tráfico (IMD < 3000) se podrá reducir de forma justificada la dimension del arcén en 0,5 metros como máximo.

**** Salvo justificación en contrario (visibilidad, sistemas de contención de vehículos, etc).

NOTA: El nivel de servicio se definirá de acuerdo con el Manual de Capacidad.

Cal tenir en compte que la norma fa referència a carreteres convencionals i no a carrers urbans (molt menys restrictius). Per això no té sentit posar vorals en un carrers d'àmbit local com és el cas del present projecte. El que si que es farà serà posar els carrils de 3,5 metres d'amplada.

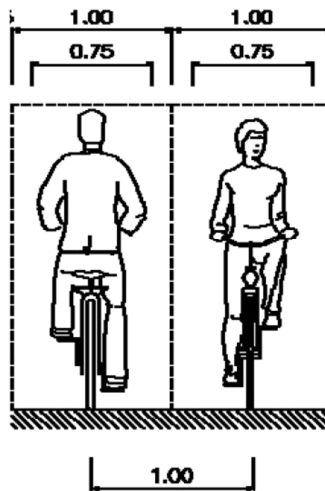
2.2. VORERES

Actualment l'estudi de mobilitat fet per l'Ajuntament de Granollers no preveu la possibilitat d'aprofitar la construcció d'un pont per ampliar la xarxa de carrils bici però es recomanable deixar el suficient espai per si en un futur es decideix fer-ho.

2.2.1. Consideracions carrils bici

Segons la DGT les dimensions mínimes per al conjunt bicicleta-ciclista són:

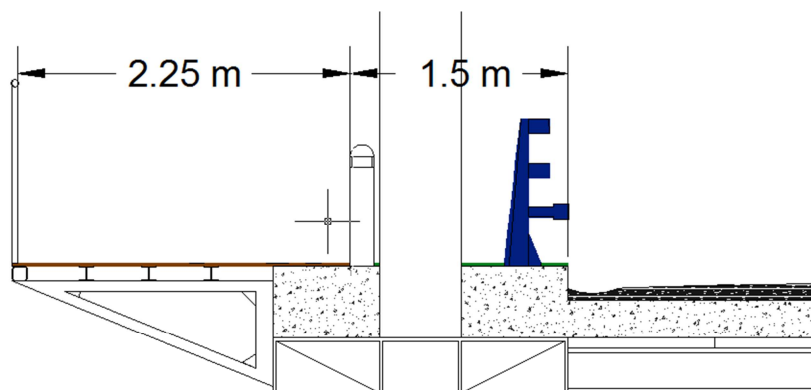
- 75 cm d'amplada en posició de repòs i 1 m d'amplada en marxa, considerant les desviacions de la trajectòria pròpia del pedaleig.
- Entre 2 m i 2,25 m de gàlib vertical



Imatge 1. Mesures recomanades per carrils bici.

A més a més també es recomana que si hi ha circulació motoritzada en paral·lel, es deixi un resguard mínim de 0,5 metres en vies urbanes i de 0,8 metres en vies de velocitat superior a 50 km/h.

Com que hi ha l'estructura de gelosia metàl·lica entre la vorera i la calçada per a vehicles motoritzats, la distància entre un possible carril bici i la caçada és de 1,5 metres, més que suficient.

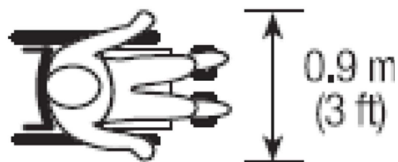


Imatge 2. Mesura de la vorera i de la seva distància a la calçada.

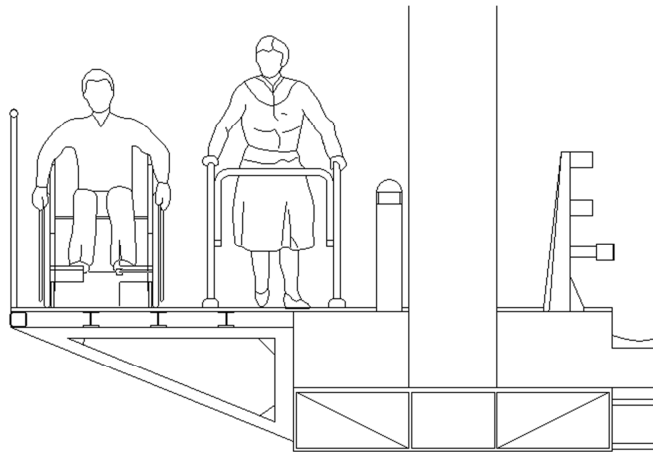
2.2.1. Consideracions voreres per a vianants

El que fa a temes d'espai d'una vorera per a vianants el cas més restrictiu és en al cas de persones amb discapacitats. La vorera ha de permetre que es puguin creuar dues persones amb cadira de rodes. Segons el "Manual de diseño de infraestructura peatonal urbana. Sandra Jerez. Pilar Torres" per a que una cadira de rodes pugui circular necessita 0,9 metres. Per tant la vorera ha de tenir una amplada mínima de 1,8 m, més un cert marge. S'adoptarà una amplada de 2,25 metres.

L'espai que necessiten per passar dues persones una al costat de l'altre és de 1,40 metres, així que fins i tot hi hauria espai perquè en passessin tres.



Imatge 3. Amplada d'una cadira de rodes.



Imatge 4. Usuaris potencials de la vorera.

2.3. DRENAJE TRANSVERSAL

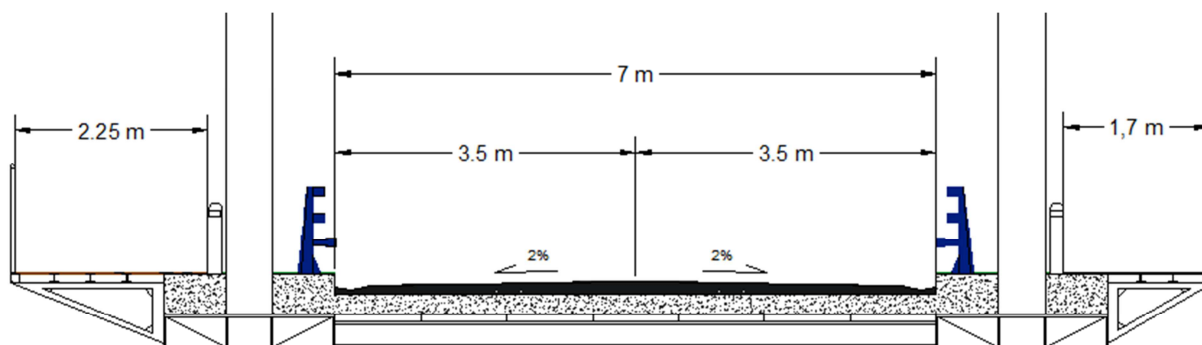
- Per assegurar un bon drenatge és necessària una inclinació transversal mínima del 2 % cap a cada banda a partir de l'eix de la calçada.

- Com que les voreres estan compostades per llistons de fusta estructural sobre unes corretges d'acer, no s'hi aplicarà cap inclinació ja que l'aigua pot passar entre els espais que hi ha entre llistons.



Imatge 5. Exemple de pas per a vianants construït amb fusta.

2.4. SECCIÓ TIPUS



Imatge 6. Secció tipus del pont.

3. TRAÇAT EN ALÇAT

3.1. CONDICIONANTS

El traçat en alçat ens ve condicionat per la inundabilitat ja que el projecte està emmarcat en un riu que desborda per T=100 anys. S'haurà de buscar un traçat que garanteixi les recomanacions de l'ACA:

- 1) $Q_{500} \geq 200 \text{ m}^3/\text{s}$: Tant les infraestructures de nova construcció com les existents a modificar hauran de garantir el desguàs del cabal de disseny, que per aquelles amb caràcter permanent correspon a l'associat a 500 anys de període de retorn.
- 2) El resguard lliure mínim ha de ser de 1 m per a l'avinguda de 500 anys de període de retorn i aquest resguard lliure mínim s'haurà de mantenir en una longitud igual a l'amplada de la secció de la llera per on passa la major part del cabal i centrada amb aquesta.

3.2. VALORS EXTREMS

La norma 3.1-IC marca els valors màxims d'inclinació de la rasant en rampes i pendents, en funció de la velocitat de projecte. Com que no fa referència a vies urbanes hem de considerar la nostra via com a carretera convencional:

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

Taula 1. Inclinació màxima i excepcional de la rasant.

Com que la v_p del present projecte és 50 km/h interpolem i tenim que :

Inclinació màxima: 6,5 %

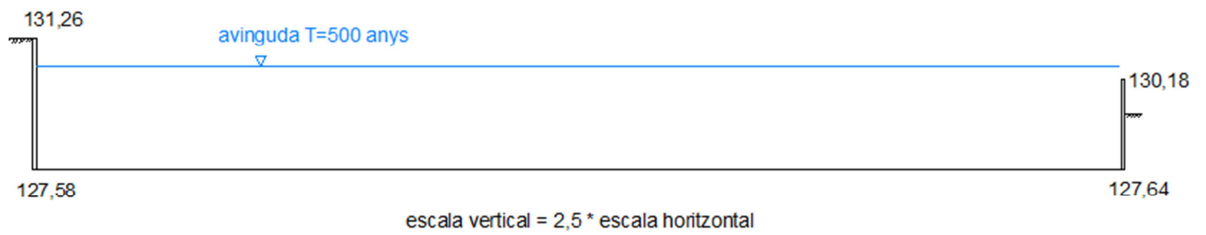
Inclinació excepcional: 9 %

Pel que fa a la mínima inclinació de la rasant la norma indica que no ha de ser menor a 0,5 %.

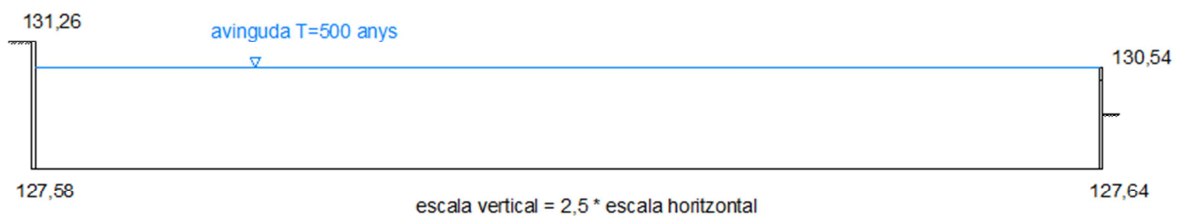
3.3. PLANTEJAMENT

Primer de tot hem de trobar quines cotes venen condicionades per la inundabilitat:

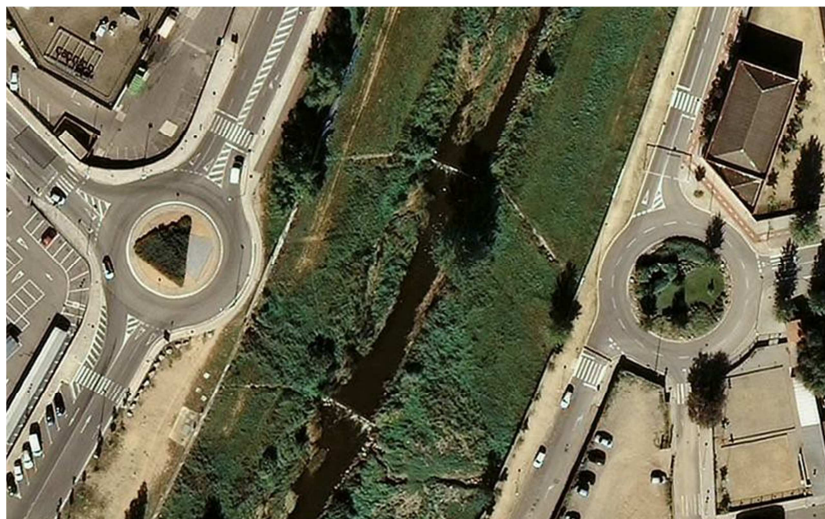
- 1) Actualment tenim la situació següent: la mota est és insuficientment alta per a contenir una avinguda de T=500 anys i el calat d'aigua la sobrepassa 36 cm.



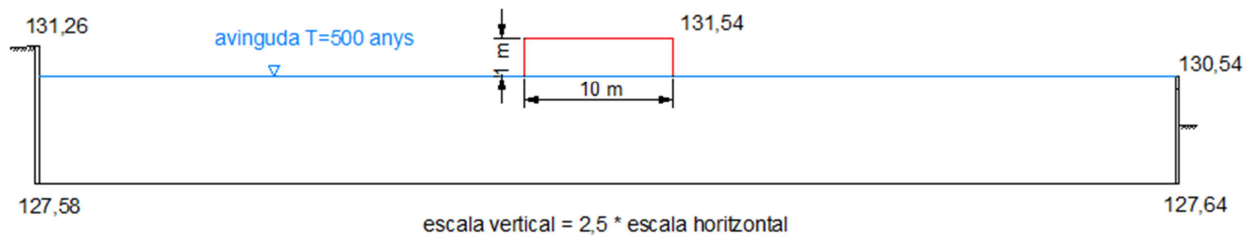
2) Per a complir les recomanacions de l'ACA l'estrep est del pont haurà de tenir com a mínim la mateixa cota que l'aigua per a l'avinguda de T=500 anys:



3) Per a complir la segona recomanació de l'ACA hem de permetre que hi hagi un resguard d'un metre en una distància igual a la llera per on passa la major part del cabal. Observant una ortofoto podem determinar que la distància de la llera principal és del 10% del total de llera ($76 \cdot 0,1 = 7,6$ m). Per estar del cantó de la seguretat agafem 10 m.

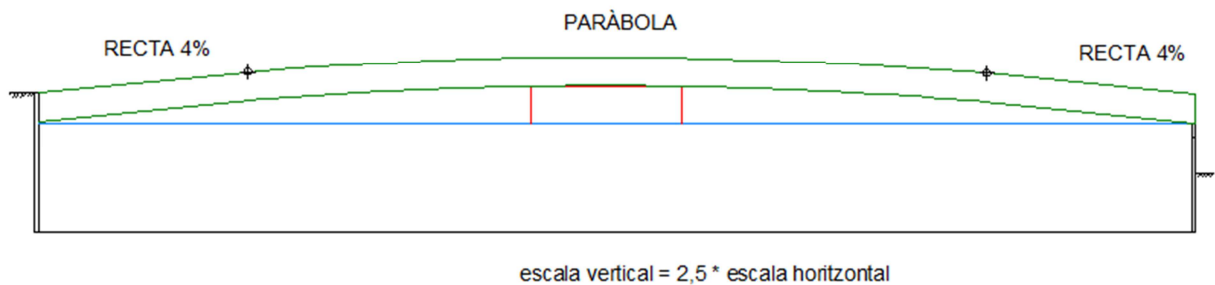


Imatge 7. Ortofoto de la zona d'estudi.



4) Finalment hem de buscar un traçat que compleixi aquestes condicions. També s'ha de tenir en compte que l'accés esquerra s'haurà de terraplenar amb un angle del 3 % que és la inclinació màxima recomanada per a rotondes (*"Recomendaciones sobre glorietes. Ministerio de Fomento"*).

Com es pot veure en la imatge el traçat està compost per dues rectes d'inclinació 4% i -4% i una paràbola. A continuació és realitzaran els càlculs per a definir numèricament el traçat de la rasant de la calçada seguint la *"Norma 3.1.-IC. Trazado, de la Insutrucción de Carreteras."*



3.4. CÀLCULS

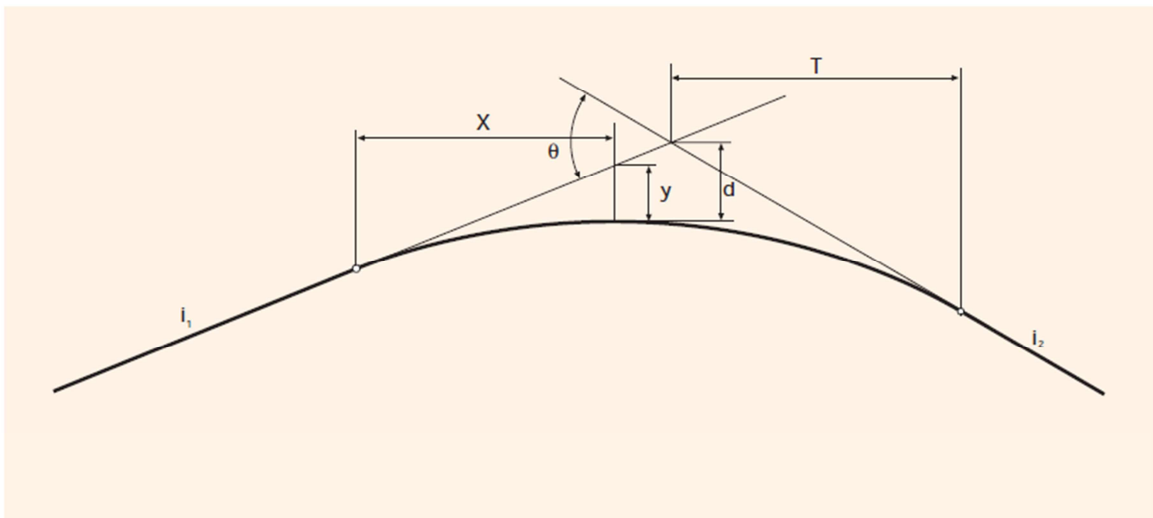
Es considera que l'eix que defineix l'alçat, coincideix amb l'eix físic de la calçada (marca vial de separació dels sentits de circulació).

3.4.1. Acord vertical convex

La corba de l'acord serà la paràbola d'eix vertical d'equació $y = \frac{x^2}{2 \cdot K_V}$, sent " K_V " el radi de la circumferència osculatriu en el vèrtex de la paràbola, denominat "paràmetre".

Es compleix que $K_V = \frac{L}{\theta}$, sent " L " la longitud de la corba de l'acord i " θ " sent el valor absolut de la diferència algebraica de les inclinacions en els extrems de l'acord en tant per ú.

El valor de la tangent " T " es defineix com $T = \frac{L}{2}$



Paràmetre mínim de la corba de l'acord

Tan sols s'analitzaran dues situacions:

- 1) Consideracions de visibilitat de parada
- 2) Consideracions estètiques

(No es tenen en compte consideracions de visibilitat d'avançament ja que està prohibit avançar, ni tampoc consideracions de visibilitat de creuament per la inexistència dels mateixos).

Consideracions de visibilitat

Per a longituds de corba d'acord superiors a la distància de visibilitat requerida, el valor del paràmetre K_V vindrà donat per l'expressió següent:

$$K_V = \frac{D_p^2}{2 \cdot (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2} = 626,36$$

$h_1 = 1,10 \text{ m}$

$H_2 = 0,2 \text{ m}$

$D_p =$ visibilitat de parada requerida (m)

$$D_p = \frac{V_e \cdot t}{3,6} + \frac{V_e^2}{254 \cdot (f_i + i)} = 49,6 \text{ m}$$

$V_e =$ velocitat específica = velocitat de projecte = 50 km/h

$f_i =$ coeficient de fregament longitudinal = 0,411

V (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
f_i	0,432	0,411	0,390	0,369	0,348	0,334	0,320	0,306	0,291	0,277	0,263	0,249

Taula 2. Coeficients de fregament longitudinal en funció de la velocitat.

$i =$ inclinació de la rasant (tant per ú) = 0.04

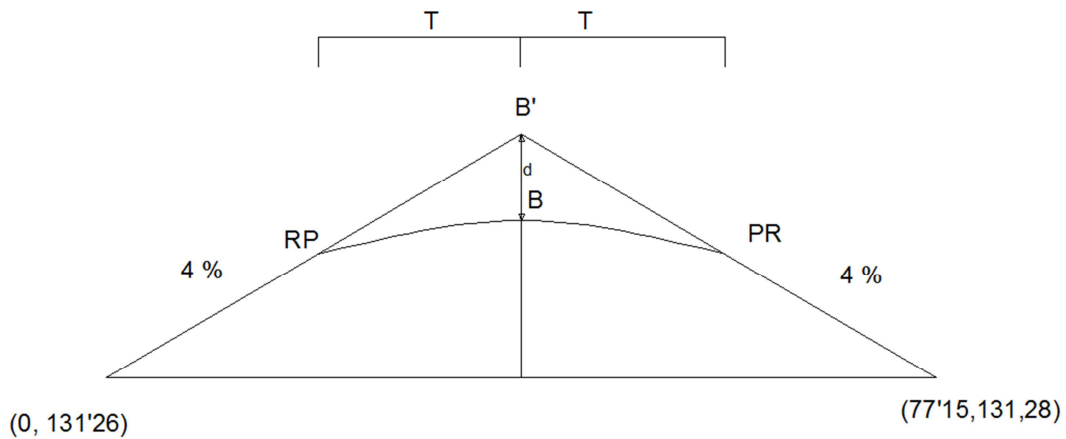
$t =$ temps de percepció i reacció = 2 segons

Ara hem de comprovar que realment la longitud de l'acord "L" sigui major a la distància de visibilitat requerida "D".

$$2T = K_V \cdot \theta = 626,36 \cdot 0,08 = 50,1 \text{ m}$$

$$L = 50,1 \text{ m} > D = 49,6 \text{ m} \quad \text{Compleix!!}$$

Compleix, per tant l'expressió que hem utilitzat per calcular K_V és vàlida.

Pk i cota de la tangent d'entrada (RP) i sortida (PR) de l'acord vertical

$$\begin{cases} y - 131,26 = 0,04x \\ y - 131,28 = -0,04(x - 77,15) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} y = 0,04x + 131,26 \\ y = -0,04x + 134,37 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} x_{B'} = 38,83 \text{ m} \\ y_{B'} = 132,8 \text{ m} \end{cases}$$

$$PK_{RP} = PK_B - T = 38,83 - 25 = 13,83 \text{ m}$$

$$h_{RP} = 131,26 + 0,04 \cdot 13,83 = 131,81 \text{ m}$$

$$PK_{PR} = 38,83 + 25 = 63,83 \text{ m}$$

$$h_{PR} = 131,28 + 0,04 \cdot (77,15 - 63,83) = 131,81 \text{ m}$$

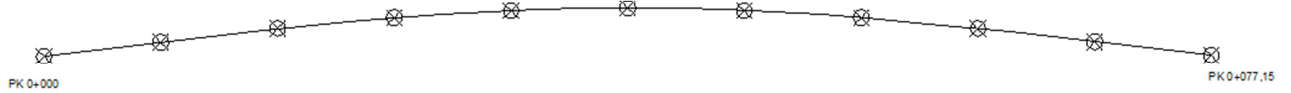
PK i cota de la rasant al vèrtex:

El PK ja es conegut: 38,83 m

$$d = \frac{K_v \cdot \theta^2}{8} = \frac{626,36 \cdot 0,08^2}{8} = 0,5 \text{ m}$$

Finalment, la cota de la rasant en el punt de la bisectriu, queda com:

$$h_B = h_{B'} - d = 132,81 - 0,5 = 132,31 \text{ m}$$



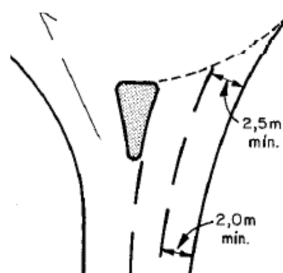
PK	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
0+000	439936.39	605820.89	131,26
0+007,7	439944.11	605820.89	131,57
0+015,43	439951.82	605820.89	131,87
0+023,15	439959.54	605820.88	132,10
0+030,86	439967.25	605820.88	132,26
0+038,58	439974.97	605820.87	132,10
0+046,29	439982.68	605820.87	131,26
0+054,01	439990.40	605820.87	131,87
0+061,72	439998.09	605820.87	131,26
0+069,44	440005.83	605820.86	131,58
0+077,15	440012.54	605820.86	131,28

4. TRAÇAT EN PLANTA

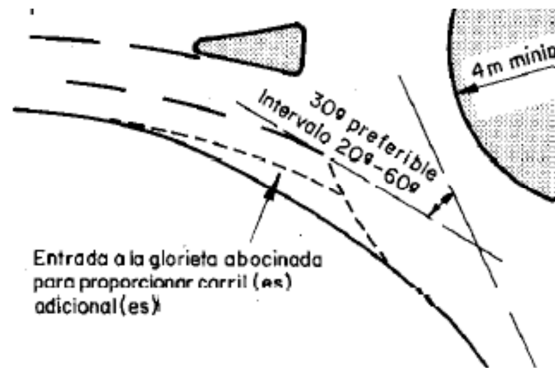
El traçat del pont en planta serà recte, i enllaçarà amb les dues rotondes. Aquests enllaços s'han fet seguint el document "*Recomendaciones sobre glorietas. Ministerio de Fomento*".

Com que l'únic que s'ha de dissenyar és l'enllaç, els paràmetres que s'han tingut en compte són els que fan referència a les entrades i sortides de les rotondes:

- El radi de curvatura a l'entrada de la rotonda ha de ser de 15 a 20 m, amb l'objectiu d'evitat que els cotxes vagin a velocitats massa elevades i puguin sortir de la calçada.
- L'amplada dels carrils es recomana que sigui de 2,5 m com a mínim just a l'alçada del "ceda el paso".



- L'angle d'entrada ha d'estar comprès entre 20 i 60 g, amb un òptim de uns 30g.

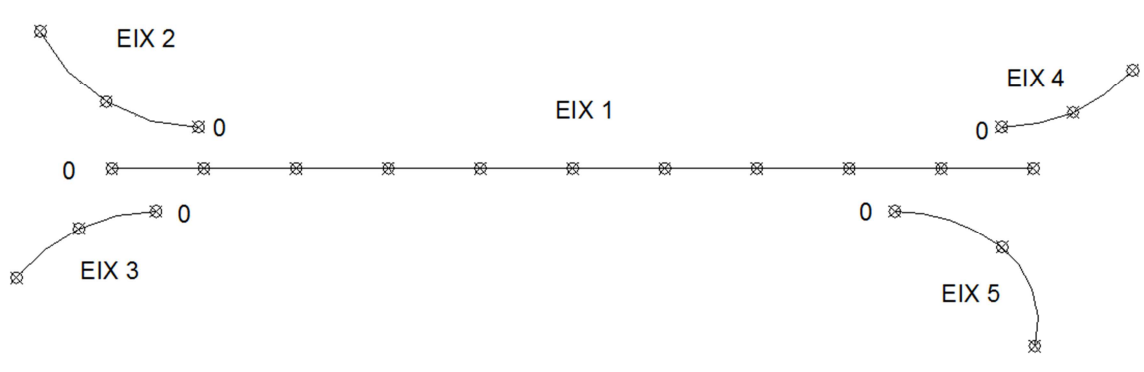


- Per millorar la inflexió de la trajectòria es recomana desalinejar els accessos de la següent manera:



4.1. EIXOS

Per resoldre el traçat definim 5 eixos:



EIX	PK	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0+000	439936.39	605820.89
	0+007,7	439944.11	605820.89
	0+015,43	439951.82	605820.89
	0+023,15	439959.54	605820.88
	0+030,86	439967.25	605820.88
	0+038,58	439974.97	605820.87
	0+046,29	439982.68	605820.87
	0+054,01	439990.40	605820.87
	0+061,72	439998.09	605820.87
	0+069,44	440005.83	605820.86
	0+077,15	440012.54	605820.86

EIX	PK	COORDENADA X	COORDENADA Y
2	0+000	439940.79	605824.41
	0+003,95	439936.94	605825.18
	0+007,90	439933.68	605827.38
	0+011,85	439931.52	605830.66
3	0+000	439936.74	605817.37
	0+004,03	439932.89	605816.38
	0+008,06	439929.99	605813.65
4	0+000	440009.22	605817.37
	0+004,37	440013.21	605815.84
	0+08,74	440015.18	605812.05
5	0+000	440012.87	605824.41
	0+004,15	440016.89	605824.26
	0+008,30	440020.24	605827.66

ANNEX NÚM.8: Anàlisi d'alternatives

ÍNDEX

1. INTRODUCCIÓ	Pàg. 3
2. CONDICIONANTS	Pàg. 3
2.1. RIU CONGOST	Pàg. 3
2.2. TRAÇAT	Pàg. 3
2.3. HIDRÀULICA	Pàg. 4
2.4. GROTÈCNIA	Pàg. 5
2.5. TRÀNIST I ACCESSIBILITAT	Pàg. 5
2.6. SECCIÓ TIPUS	Pàg. 6
2.7. MÈTODE CONSTRUCTIU	Pàg. 6
2.8. ESTÈTICA I SINGULARITAT	Pàg. 7
3. ALTERNATIVES	Pàg. 7
3.1. ALTERNATIVA 1	Pàg. 8
3.2. ALTERNATIVA 2	Pàg. 9
3.3. ALTERNATIVA 3	Pàg. 11
4. ANÀLISI MULTICRITERI	Pàg. 12
4.1. INDICADORS	Pàg. 12
4.2. RESULTATS	Pàg. 13

1. INTRODUCCIÓ

El present annex té com a objectiu analitzar diferents alternatives per a determinar quina és la que s'ajusta més als condicionants del projecte. Per tant, es important fer aquest estudi un cop s'han elaborat estudis previs diversos (estudi geotècnic, hidràulic, trànsit,...) per a poder ajustar el màxim possible les diverses solucions a les necessitats del projecte.

Per a que la tria de la millor alternativa no sigui subjectiva es realitza un anàlisi multicriteri on es dona uns valors i uns pesos a una sèrie de variables triades en funció dels objectius i els condicionants del projecte.

A continuació es descriuen els condicionants de manera breu. Per a més detall anar a l'annex el qual pertany cadascun.

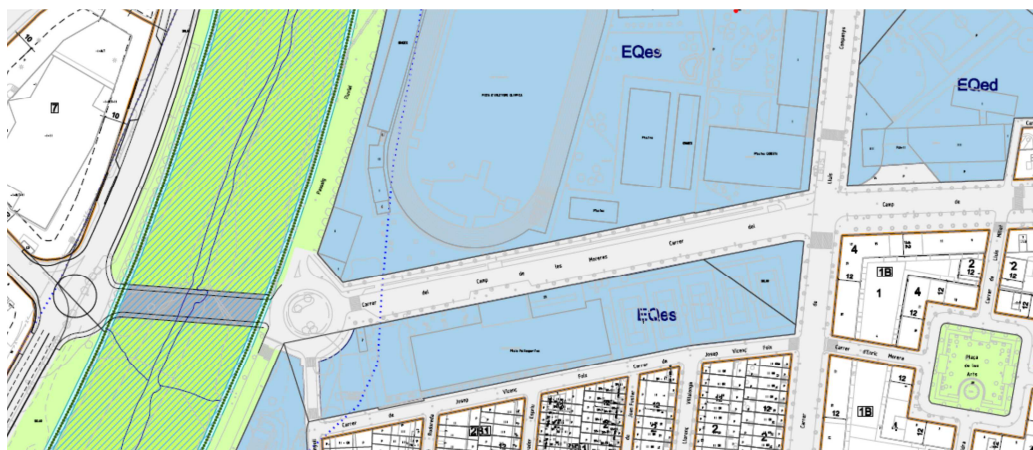
2. CONDICIONANTS

2.1. RIU CONGOST

- En la zona de projecte el riu Congost està endegat i presenta una amplada entre motes de 70,5 metres.
- Presenta un alt valor ambiental degut a les nombroses actuacions de recuperació de la fauna i la flora de ribera que s'han promogut les darreres dècades.
- Socialment és una zona important degut a que la gent aprofita la qualitat de la zona natural per fer caminades, rutes en bicicleta i desconnectar del caos de la ciutat.

2.2. TRAÇAT

- **En planta:** la solució en planta no s'ha escollit mitjançant un anàlisi d'alternatives degut a que només hi ha una alternativa lògica. Aquesta solució es basa en enllaçar el pont amb les dues rotondes, nusos viaris, de manera que la connectivitat amb les diferents vies és la òptima. De fet aquesta solució és la que s'ha considerat en el POUM de Granollers. El traçat requereix un pont amb planta diagonal respecte al curs del riu.

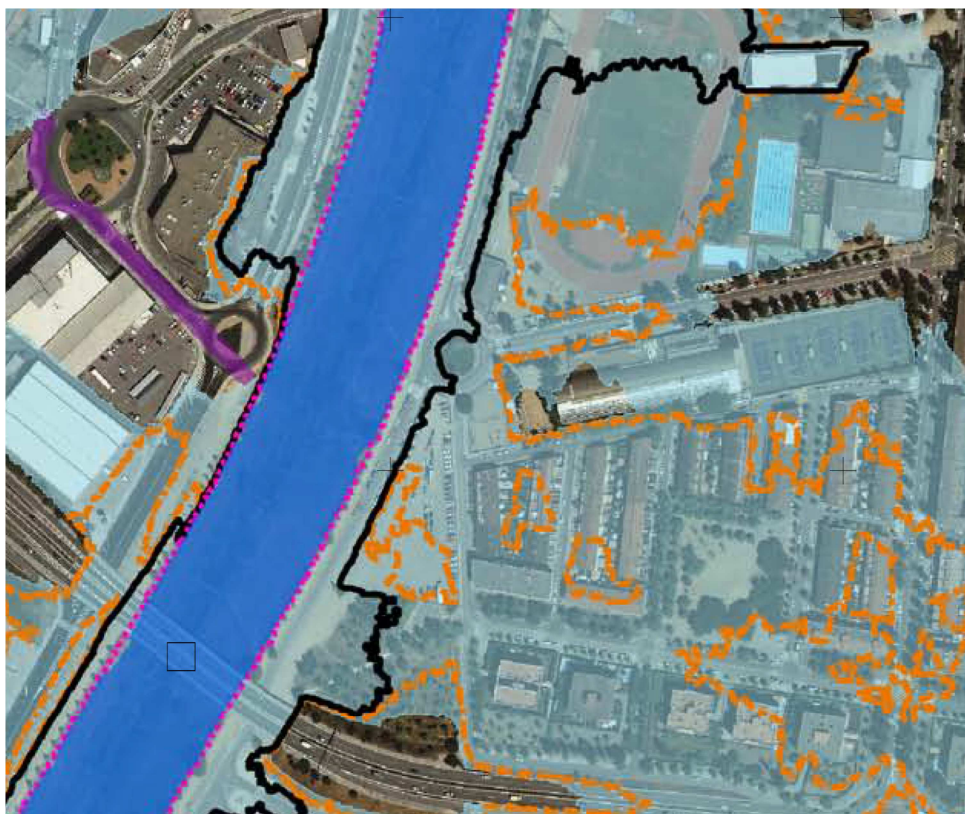


Imatge 1. Ordenació i zonificació de la ciutat (POUM Granollers)

- **En alçat:** el traçat en alçat ve determinat per la hidràulica del riu, que es tractarà a continuació.

2.3. HIDRÀULICA

El riu Congost presenta desbordaments en tot el seu curs per Granollers, i la zona d'estudi del present projecte no n'és una excepció. El riu desborda per T=100 anys a la banda esquerra, en canvi a la dreta no desborda per T=500 anys. Això ens mostra la diferència de cota entre les dues motes en aquest tram de riu.



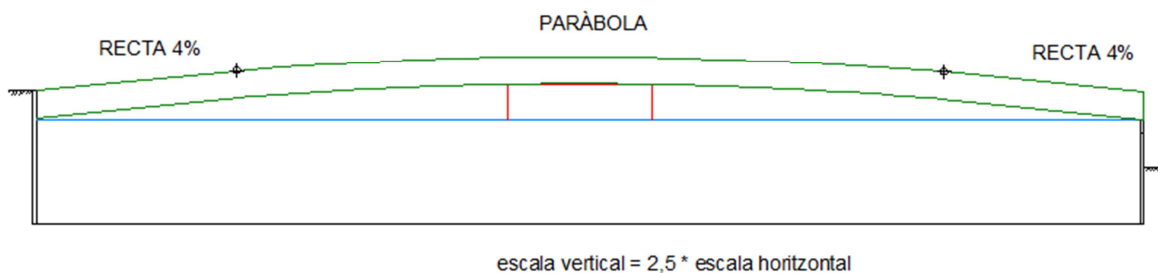
Imatge 2. Inundabilitat de la zona d'estudi

En la “Guia Tècnica de l’ACA - Recomanacions tècniques per al disseny d’infraestructures que interfereixen amb l’espai fluvial” s’especifica que per a $Q_{500} \geq 200 \text{ m}^3/\text{s}$: *Tant les infraestructures de nova construcció com les existents a modificar hauran de garantir el desguàs del cabal de disseny, que per aquelles amb caràcter permanent correspon a l’associat a 500 anys de període de retorn.*

Així que s’haurà de dissenyar el pont de manera que estigui totalment per sobre de la cota d’inundació de T=500 anys.

L'ACA també recomana que el resguard lliure mínim ha de ser de 1 m per a l'avinguda de 500 anys de període de retorn i aquest resguard lliure mínim s'haurà de mantenir en una longitud igual a l'amplada de la secció de la llera per on passa la major part del cabal i centrada amb aquesta.

Tenint en compte la cota de làmina d'aigua per a T=500 anys és 36 cm major a la cota de la mota esquerra, la solució és la següent:



2.4. GEOTÈCNIA

- Els dos materials localitzats en la zona del riu Congost són els següents:

1. Graves sorrenques (Q1)
2. Sorres argiloses (M)

(Les dades tècniques sobre els materials es poden trobar a "l'annex 4. Geologia i Geotècnia".)

- Segons el Plec PG-3 aquests materials tenen la categoria de *tolerables*, per tant es poden utilitzar per a terraplenar excepte en coronació.
- Segons la Normativa Sismoresistent la zona d'estudi presenta una acceleració sísmica de càlcul de $0,59 \text{ m/s}^2$ que caldrà considerar en els càlculs estructurals.

2.5. TRÀNSIT I ACCESSIBILITAT

Els resultats de la prognosi de trànsit són els següents:

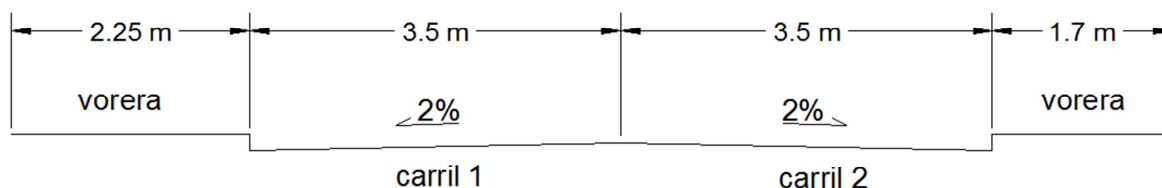
$$\text{IMD} = 2903 \text{ v/d}$$

$$\text{IMD}_p = 262 \text{ v/d}$$

- Tenint en compte que per a cada carril es preveuen 131 vehicles pesats per dia es dimensionarà el ferm considerant categoria del trànsit T31.

- Al ser un pont que uneix dos passeigs fluvials on abunda la gent que es desplaça a peu serà necessari dotar al pont de voreres. També es tindrà en compte que en un futur és possible que es vulgui fer-hi passar un carril bici, per tant, com a mínim una vorera ha de tenir l'amplada suficient per a incorporar-lo.

2.6. SECCIÓ TIPUS



2.7. MÈTODE CONSTRUCTIU

- Es valorarà positivament el fet de que es pugui desenvolupar part del pont al taller, ja que a part de millorar el control de qualitat dels materials i de l'execució, permetrà que el temps de construcció en la zona de projecte sigui menor i es necessiti menys mà d'obra.
- També és important que l'afectació del trànsit sigui mínima: com més feina es pugui fer dins de la zona del riu millor (entre els dos murs d'endegament). Això no serà un problema ja que les planes d'inundació són molt amples. Per a baixar les màquines es construirà una rampa terraplenada.
- Perjudicar el mínim possible la fauna i flora de les planes d'inundació també es un punt a tenir en compte. Com menys trànsit de maquinaria i menys excavacions s'hagin de fer, menys es malmetran les plantes i els animals que habiten en aquest espai natural.



Imatge 3. Exemple de construcció a la llera del riu Congost (Passarel·la Joan Camps).

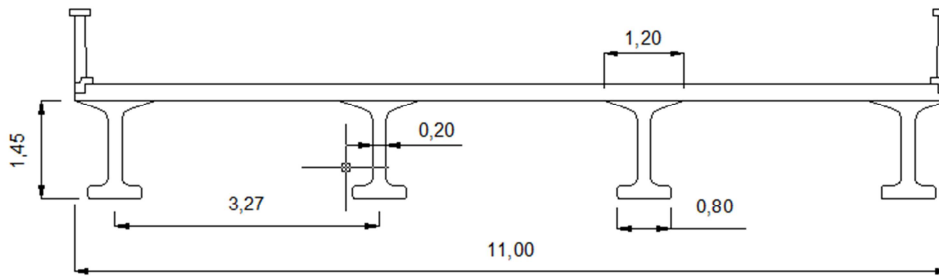
2.8. ESTÈTICA I SINGULARITAT

A part de ser funcional és important que el pont compleixi una funció visual. Els ponts per a transit rodat que es troben actualment a Granollers es van fer sense considerar l'estètica com a element important. Això últimament està canviant i ho podem veure amb l'última passarel·la de vianants construïda, la qual desenvolupa totes les funcions necessàries sense descuidar l'estètica.

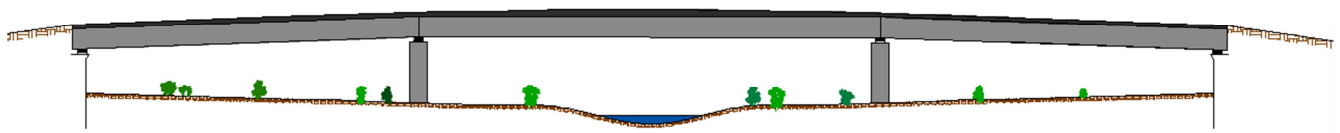
Aquest pont ha de ser un símbol de la recuperació del riu Congost al seu pas per Granollers, posant en evidència que els temps en els quals es maltractava el riu han quedat en el passat.

3. ALTERNATIVES

En aquest apartat 3 es descriuran les tres solucions plantejades i es compararan entre elles per a posteriorment procedir a realitzar l'anàlisi multicriteri per a escollir la més adequada.

3.1. ALTERNATIVA 1: PONT DE TRES TRAMS DE BIGUES PREFABRICADES TREBALLANT COM A BIGA CONTINUA**Secció:**

(Cotes en metres)

Alçat:**Característiques:**

Bigues prefabricades pretensades

Trams: 3 (23,5 + 29 + 23,5)

Cantell $\approx L(m)/20 = 1,45$ m

Nombre de bigues de la secció: 4

Separació entre bigues: 3,27 m

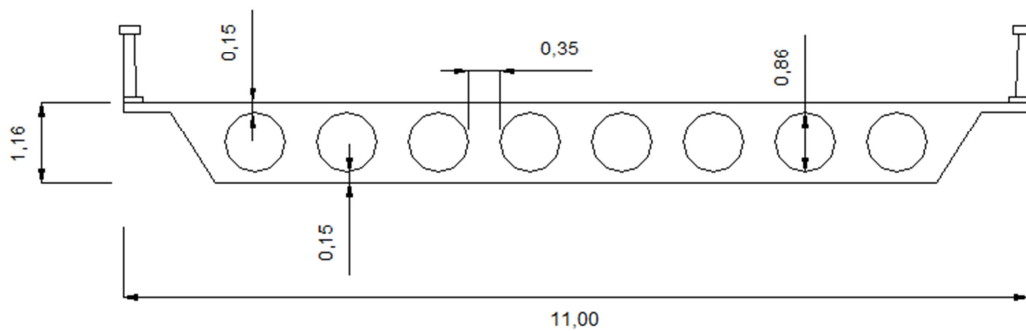
Espessor de la llosa de formigó \approx separació bigues/15 \approx 0,22 m

Nombre de juntes: 2 (als estreps)

Predimensionament realitzat mitjançant el llibre: *"Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Javier Manterola"*

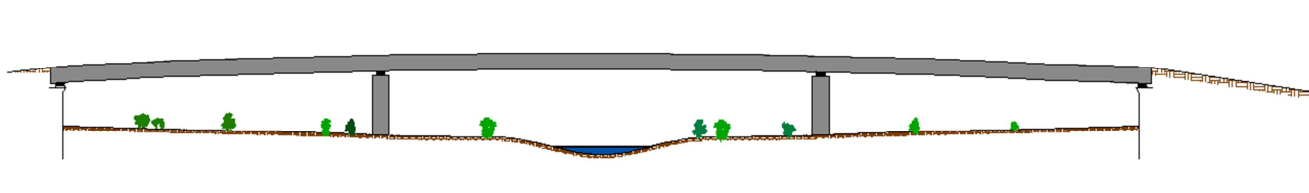
Descripció:

- Al tractar-se d'una solució prefabricada, aquesta alternativa disposa d'una gran facilitat i rapidesa de muntatge. No hi ha necessitat d'utilitzar cimbres.
- La capacitat de desguàs és reduïda ja que el cantell és molt gran i tota l'estructura resistent està per sota de la rasant. Això fa que per a que es compleixin les recomanacions de l'ACA s'haurà de pujar la rasant. Això provocarà que els rebliments que s'haurà d'executar per a connectar la rasant del pont amb la rasant de les rotondes siguin molt voluminosos. A part d'això, l'existència de piles també fa que en cas d'avinguda el calat pugi.
- Estèticament és una solució poc adequada que no s'integra en l'entorn del projecte.
- Preu aproximat d'uns 800 euros/m²

3.2. ALTERNATIVA 2: PONT DE TRES TRAMS AMB TAULELL TIPUS LLOSA DE FORMIGÓ AMB ALLEUGERIMENTS**Secció:**

(Cotes en metres)

Alçat:

**Característiques:**

Llosa alleugerida postesada

Trams: 3 (23,5 + 29 + 23,5)

Cantell $\approx L(m)/25 = 1,16$ m

Tipus d'alleugeriments: circulars de radi 86 cm.

Separació entre alleugeriments: 46 cm

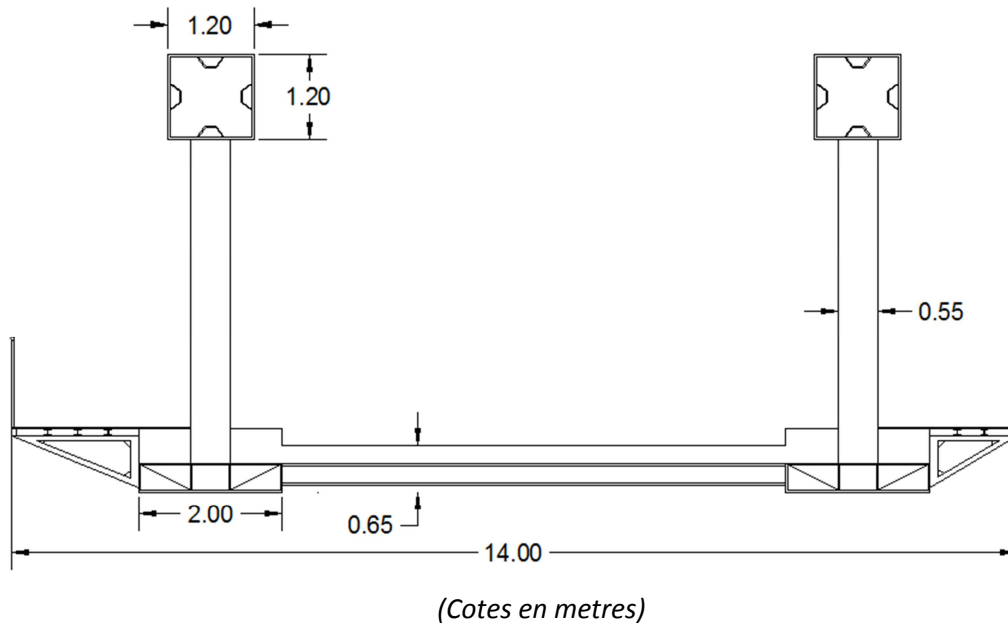
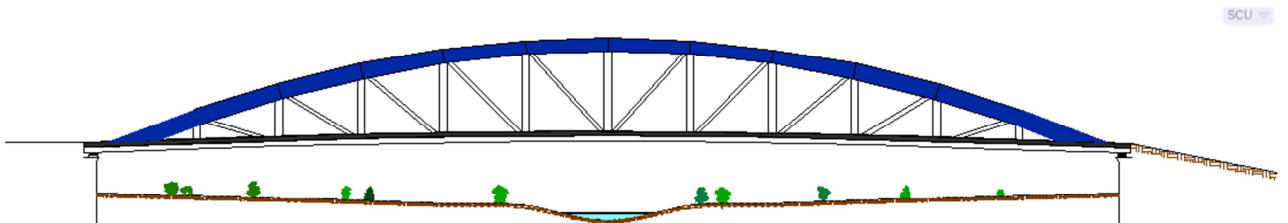
Gruix llosa superior = gruix llosa inferior = 15 cm

Nombre de juntes: 2 (als estreps)

Predimensionament realitzat mitjançant el llibre: *"Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Javier Manterola"*

Descripció:

- Per executar aquesta alternativa es necessita disposar una cimbra que aguantí els encofrats. Comparant-ho amb la primera alternativa, suposa més temps de construcció, més mà d'obra, i pitjor control de qualitat. Tot i això permet adaptar-se molt millor al traçat en alçat.
- La capacitat de desguàs segueix sent reduïda pel mateix motiu que en l'alternativa 1, tot i que en aquest cas el gruix del tauler es una mica inferior.
- Estèticament és millor que en el cas de bigues prefabricades, tot i que és una tipologia de pont molt utilitzat i no el dotaria de singularitat.
- Preu aproximat d'uns 1200 euros/m²

3.3. ALTERNATIVA 3: PONT DE GELOSIA METÀLICA AMB LLOSA DE FORMIGÓ**Secció:****Alçat:****Característiques:**

Llosa de formigó treballant solidàriament amb les corretges metàl·liques

Tram únic de 77 m

Cantell = 0,65 m (sense contar les capes de paviment)

Alçada màxima del cordó superior respecte la rasant: 6,84 m

Separació entre muntants: 5,6 m

Nombre de juntes: 2 (als estreps)

Descripció:

- L'estructura metàl·lica es pot fabricar per parts al taller per a unir-ho tot a obra. Això fa que el muntatge sigui força ràpid i el control de qualitat bo, però es necessita mà d'obra especialitzada per al muntatge.
- La capacitat de desguàs és màxima ja que tota l'estructura resistent està per sobre la rasant i a més a més no hi ha piles.
- L'estètica és bona perquè al ser una estructura feta a partir d'elements esvelts fa que es pugui veure a través d'ella i s'adapti bé a l'entorn. A part d'això es pot considerar una estructura singular perquè a Granollers no hi ha cap pont per a trànsit rodat que presenti aquesta tipologia.
- Preu aproximat d'uns 1400 euros/m²

4. ANÀLISIS MULTICRITERI**4.1. INDICADORS**

Els indicadors que s'utilitzaran per a l'anàlisi multicriteri amb els seus respectius pesos són els següents:

Cost d'execució: 20

Cost de manteniment: 10

Capacitat desguàs: 25

Estètica: 20

Molèsties als veïns: 10

Impacte ambiental: 15

La capacitat de desguàs té el pes més gran perquè en aquest projecte condiona molt. Com més s'ha de pujar la rasant del pont (per a que la cota d'aigua per a avinguda de T=500 anys no toqui el taulell del pont), més terra s'haurà de posar com a rebliment per a connectar la rasant amb les rotondes. Tenint en compte que es recomana un desnivell del 3%, per poc que puja la rasant, l'extensió de rebliment augmenta molt, i també les tasques de demolició i posterior reurbanització. No només afecta al cost de l'obra, sinó també al termini de la mateixa, a les molèsties als veïns, etc.

El cost d'execució i la estètica tenen pesos importants. El cost d'execució perquè en un període de crisi com l'actual els diners que es destinen a l'obra pública són escassos, i és necessari fer pressupostos ajustats. L'estètica és important per no malmetre visualment una zona tan important per a Granollers com es el riu Congost.

4.2. RESULTATS

Cada pes s'ha puntuat amb una escala de l'1 al 5.

Indicador	pes	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
Cost execució	20	4	16	3	12	2	8
Cost manteniment	10	5	10	5	10	3	6
Capacitat desguàs	25	2	10	3	15	5	25
Estètica	20	2	8	4	16	5	20
Molèsties als veïns	10	3	6	2	4	4	8
Impacte ambiental	15	3	9	4	12	5	15
			59		69		82

La millor alternativa és la 3: pont de gelosia metàl·lica amb llosa de formigó.

ANNEX NÚM.9: Ferms i paviments

ÍNDEX

1. INTRODUCCIÓ	Pàg. 3
2. DIMENSIONAMENT DEL FERM	Pàg. 3
2.1. TRÀNSIT	Pàg. 3
2.2. ESPLANADA	Pàg. 4
2.3. SECCIÓ DEL FERM	Pàg. 4
2.4. COMPOSICIÓ I DOTACIONS	Pàg. 5
2.5. FERM SOBRE FORMIGÓ (PONT)	Pàg. 5
3. PAVIMENTS PER ZONA DE VIANANTS	Pàg. 6
3.1. VORERES	Pàg. 6

1. INTRODUCCIÓ

En aquest annex es presenta l'estudi de ferms i paviments, que permet dimensionar una superfície de rodadura segura i còmode per a una intensitat de trànsit determinada. Ha de ser capaç de resistir les sol·licitacions previstes i repartir les càrregues de tal manera que a l'explanada tan sols li arribi una petita fracció d'aquestes. Per últim, el ferm protegeix la explanada de les condicions atmosfèriques.

Aquest dimensionament s'ha fet mitjançant la vigent Norma 6.1 IC de "Secciones de firme" de la Instrucció de Carreteres, aprovada pel Ministerio de Fomento.

2. DIMENSIONAMENT DEL FERM

2.1. TRÀNSIT

La secció estructural del ferm depèn de la intensitat mitja diària de vehicles pesats (IMDp) que estigui prevista en el carril de projecte en l'any que es posa en servei. Aquesta intensitat s'utilitza per establir la categoria de trànsit pesat.

Aquesta dada s'ha calculat en l'annex "Estudi de trànsit".

$$\text{IMDp} = 262 \text{ v/d}$$

Si es suposa un repartiment igual sobre els dos carrils:

$$\text{IMDp} = 131 \text{ v/d}$$

Categories de trànsit pesat:

TABLA 1A
Categorías de tráfico pesado T00 a T2

Categoría de tráfico pesado	T00	T0	T1	T2
IMDp (vehículos pesados/día)	≥ 4000	< 4000 ≥ 2000	< 2000 ≥ 800	< 800 ≥ 200

TABLA 1B
Categorías de tráfico pesado T3 y T4

Categoría de tráfico pesado	T31	T32	T41	T42
IMDp (vehículos pesados/día)	< 200 ≥ 100	< 100 ≥ 50	< 50 ≥ 25	< 25

Taula 1. Categories de trànsit pesat

Es dimensionarà el ferm per a un trànsit de categoria T31.

2.2. ESPLANADA

Per dimensionar el ferm que es disposarà en els accessos al pont cal tenir en compte la qualitat de la capa de sòl que es troba situada als marges del riu: capa de aproximadament 6'5 metres de graves sorrenques. A l'annex "Estudi Geotècnic" s'ha determinat el seu aprofitament segons el plec PG-03 i s'ha determinat que és un sol tolerable.

Per a una categoria d'explanada E2 ($E_{v2} \geq 120$ MPa) s'afegirà una capa de 75 cm de sol seleccionat per sobre del sol tolerable present.

2.3. SECCIÓ DEL FERM

Per a una explanada tipus E2 i un trànsit tipus T31, la norma ens planteja 3 possibles solucions pel que fa a la secció del ferm. S'escull la opció 3121: que consta de una primera capa de **40** cm de **subbase artificial (zahorra)** i **16** cm de **mescla bituminosa**.

La disposició dels 16 cm de mescla bituminosa en capes serà la següent segons els articles 530, 531, 542 i 543 del PG-3, tenint en compte que Granollers està en una zona tèrmica estival mitja i poc plujosa:

- **3** cm de mescla bituminosa discontinua en calent (M) en la capa de rodadura (**BBTM 8A BM-3b**).
- Reg d'adherència amb emulsió bituminosa **ECR-1** amb dotació de betum residual de 0.3 kg/m^2 .
- **5** cm de mescla bituminosa semidensa en calent (S) en la capa intermitja (**AC22 bin B60/70 S**).
- Reg d'adherència amb emulsió bituminosa **ECR-1** amb dotació de betum residual de 0.3 kg/m^2 .
- **8** cm de mescla bituminosa semidensa en calent (S) en la capa base (**AC32 bin B60/70S**).
- Reg d'imprimació amb emulsió bituminosa **ECl**.

2.4. COMPOSICIÓ I DOTACIONS

Per caracteritzar les mescles descrites anteriorment es descriuen les seves dotacions:

2.4.1. Capa de rodadura

La capa de rodadura, de mescla BBTM 8A BM-3b, tindrà com a mínim un 50 % de pols mineral d'aportació i una dotació de lligant hidrocarbonat de 5,2 % en massa. A més, la dotació mitja de mescla serà de 48 kg/m².

2.4.2. Capa intermitja

La capa intermitja, de mescla AC22 bin B60/70 S, tindrà com a mínim un 50 % de pols mineral d'aportació i una relació pols mineral - lligant hidrocarbonat de 1,1 . Dotació de lligant hidrocarbonat del 4% en massa.

2.4.3. Capa de base

La capa base, de mescla AC32 bin B60/70S, tindrà una relació pols mineral - lligant hidrocarbonat de 1 . Dotació de lligant hidrocarbonat del 3,65% en massa.

2.5. FERM SOBRE FORMIGÓ (PONT)

Per a donar continuïtat a la secció de ferm es disposarà sobre la llosa de formigó del pont:

- **3 cm** de mescla bituminosa discontinua en calent (M) en la capa de rodadura (**BBTM 8A BM-3b**).
- Reg d'adherència amb emulsió bituminosa **ECR-1** amb dotació de betum residual de 0.3 kg/m².
- **5 cm** de mescla bituminosa semidensa en calent (S) en la capa intermitja (**AC22 bin B60/70 S**).
- Reg d'adherència amb emulsió bituminosa **ECR-1** amb dotació de betum residual de 0.3 kg/m².
- Impermeabilització mitjançant màstic asfàltic de 2 kg/m²

3. PAVIMENTS PER ZONA DE VIANANTS

3.1. VORERES

Per a fer les voreres de les rotondes que empalmen amb el pont s'utilitzarà la mateixa tipologia existent actualment: llosetes de formigó (panot) de 20x20x4 cm, amb base de formigó HM-15.



ANNEX NÚM.10: Càlcul d'estructures

ÍNDEX

1. ACCIONS, MATERIALS, COEFICIENTS DE SEGURETAT I NORMATIVES	Pàg. 3
1.1. ACCIONS	Pàg. 3
1.2. MATARIALS, NIVELLS DE CONTROL, COEFICIENTS DE SEGURETAT I NORMATIVES	Pàg. 12
1.3. HIPÒTESIS DE COMBINACIÓ D'ACCIONS	Pàg. 14
1.4. AMBIENTS, RECOBIMENTS, FISSURACIÓ I QUANTIES MÍNIMES	Pàg. 17
2. SECCIONS I LES SEVES CARACTERÍSTIQUES	Pàg. 18
2.1. CARACTERÍSTIQUES MECÀNIQUES DE LES SECCIONS	Pàg. 18
2.2. CLASSIFICACIÓ DE LES SECCIONS	Pàg. 23
3. COMPROVACIONS RELATIVES A ESTATS LÍMIT ÚLTIMS	Pàg. 25
3.1. ESTAT LÍMIT ÚLTIM DE RUPTURA	Pàg. 25
3.2. ESTAT LÍMIT ÚLTIM DE VINCLAMENT	Pàg. 59
3.3. ESTAT LÍMIT ÚLTIM DE FATIGA	Pàg. 64
3.4. ESTAT LÍMIT ÚLTIM DE SISMICITAT	Pàg. 67
4. COMPROVACIONS RELATIVES A ESTATS LÍMIT DE SERVEI	Pàg. 69
4.1. ESTAT LÍMIT DE DEFORMACIONS DE L'ESTRUCTURA	Pàg. 69
4.2. ESTAT LÍMIT DE VIBRACIONS DE L'ESTRUCTURA	Pàg. 71
4.3. ESTAT LÍMIT DE PLASTIFICACIONS LOCALS	Pàg. 72
4.4. ESTAT LÍMIT DE FISSURACIÓ	Pàg. 73
5. CÀLCUL DE LA CONNEXIÓ	Pàg. 78
5.1. GENERALITATS	Pàg. 78
5.2. CÀLCUL DE L'ESFORÇ RASANT	Pàg. 78
5.3. CALCUL DE LA CAPACITAT RESISTENT ÚLTIMA DELS CONNECTADORS	Pàg. 79
5.4. NÚMERO DE CONNECTORS I DISTRIBUCIÓ	Pàg. 79
6. RIGIDITZADORS	Pàg. 81
6.1. SECCIÓ CORDÓ SUPERIOR EXTREMS	Pàg. 81
6.2. SECCIÓ CORDÓ SUPERIOR CENTRAL	Pàg. 82
7. JUNTES DE CALÇADA	Pàg. 83
8. APARELLS DE RECOLZAMENT	Pàg. 84
8.1. COMPROVACIÓ	Pàg. 85
9. UNIONS	Pàg. 86

1. ACCIONS, MATERIALS, COEFICIENTS DE SEGURETAT I NORMATIVES

1.1. ACCIONS

Les accions considerades s'han calculat mitjançant les pautes establertes per la IAP ("Instrucción sobre las normas a considerar en los puentes de carretera").

1.1.1. ACCIONS PERMANENTS DE VALOR CONSTANT

1.1.1.1. Pes propi

El pes propi dels diferents elements que constitueixen l'estructura del pont s'ha calculat mitjançant la seva geometria i la densitat dels materials amb els quals estan compostats.

Densitats:

Acer: 78,5 KN/m³
Formigó armat: 25 KN/m³
Formigó lleuger: 12 KN/m³
Paviment: 23 KN/m³
Fusta estructural C40: 5 KN/m³

Càrregues distribuïdes degudes al pes propi de cada element:

Cordó superior extrems: 15,2 KN/m
Cordó superior central: 8,5 KN/m
Cordó inferior recolzaments: 24,6 KN/m
Cordó inferior regular: 9,77 KN/m
Muntants: 1,98 KN/m
Diagonals: 0,67 KN/m
Corretges calçada: 1,88 KN/m
Bigues transversals d'unió: 1,58 KN/m
Corretges vorera: 0,204 KN/m
Fusta estructural: 0,015 KN/m
Perfils voladís (horitzontal i diagonal): 0,086 KN/m
Perfils voladís (vertical): 0,19 KN/m
Bigues barana: 0,14 KN/m

1.1.1.2. Càrregues mortes

El procediment de càlcul és exactament el mateix que per al pes propi:

Prelloses: 4,62 KN/m
Llosa: 19,25 KN/m
Llosa vorera: 17,28 KN/m
Paviment: 5,67 KN/m
Ampits: 0,94 KN
Barana: 0,7 KN

1.1.2. ACCIONS VARIABLES**1.1.2.1 Sobrecàrrega d'ús**

Nombre de carrils virtuals: 2

Amplada de cada carril: 3 m

Amplada de l'àrea romanent: 1 m

i) Càrregues verticals

Pel que fa a les càrregues verticals de la calçada es consideraran simultàniament les dues següents:

- Dos vehicles pesats, actuant un per cada carril, un de valor 600 KN i l'altre de valor 400 KN. Es considerarà la combinació més desfavorable.
La separació transversal entre rodes del mateix eix és de 2 m i la distancia longitudinal entre eixos és de 1,20 m. Les dues rodes de cada eix tenen la mateixa càrrega.
- Una sobrecàrrega uniforme distribuïda longitudinalment i transversalment de 9 KN/m² en un carril i de 2,5 KN/m² en l'altre carril i l'àrea romanent. Es considerarà la combinació més desfavorable.

ii) Càrregues verticals en zones d'ús per vianants

A les zones d'ús per vianants es considerarà la càrrega vertical següent:

- Sobrecàrrega uniforme de 5 KN/m² en les zones mes desfavorables, longitudinal i transversalment.

iii) Forces horitzontals

Es considerarà la següent càrrega horitzontal en la calçada:

- La força horitzontal provocada per la frenada i arrencada que serà una força uniformement distribuïda al llarg del taulell del pont. S'agafarà el sentit més desfavorable.

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + 0,1q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 929,44 \text{ KN}$$

Considerant com a "L" la distancia entre juntes (77,57 m)

$$q_x = \frac{929,44}{77,15} = 12,05 \text{ KN/m}$$

Aquesta força distribuïda al llarg del taulell la convertim en força distribuïda transversalment en les corretges (distància entre corretges: 3,08 m i longitud de les corretges: 7,5 m)

$$\frac{12,05 \cdot 3,08}{7,5} = 4,95 \text{ KN/m}$$

En la zona per a vianants la càrrega a considerar és:

- Una força longitudinal de valor igual al 10% del total de la càrrega vertical uniformement distribuïda (5 KN/m²).

iv) Grups de càrrega de trànsit

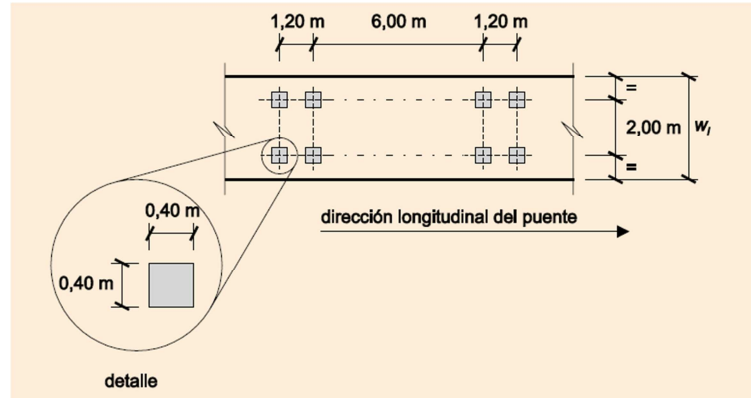
GRUPOS DE CARGAS ⁽¹⁾	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRIFUGA Y TRANSVERSAL	
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	-	-	-	Valor reducido: 2,5 kN/m ²
gr 2 (Fuerzas horizontales)	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_{ik}$	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 q_{ik}$	-	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	-

Aquests grups són excloents entre si i defineixen el valor característic de la sobrecàrrega d'us quan es combina amb la resta d'accions.

v) Tren de càrregues per a l'estat límit últim de fatiga

Per el càlcul de les tensions màximes i mínimes que produeix el model de càrregues de fatiga es considerarà l'actuació d'un sol vehicle amb les següents característiques:

- Vehicle de 4 eixos, de 2 rodes cada eix. La càrrega de cada eix serà de 120 KN. La separació dels eixos és la que es mostra en la següent imatge:



vi) Sobrecàrrega d'ús en terraplens adjacents a l'estructura

- Es considerarà una sobrecàrrega de 10 KN/m² en el terraplè a efectes de càlcul d'empentes en els estreps.

vii) Empentes sobre baranes

Es considerarà una força horitzontal perpendicular a la barana de 1,5 KN/m²

1.1.2.2. Vent

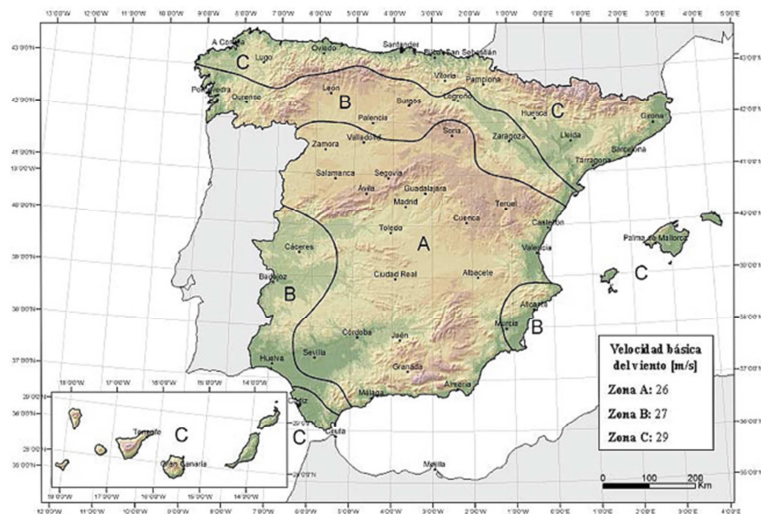
Velocitat bàsica del vent: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$

On,

$c_{dir} = 1$

$c_{season} = 1$

$v_{b,0} = 29 \text{ m/s}$ (zona C)



Per a un període de retorn de 100 anys:

$$v_b(T) = v_b \cdot c_{prob} = 30,16 \text{ m/s}$$

On, T = 100 anys

$$V_b = 29 \text{ m/s}$$

$$C_{prob} = 1,04$$

Velocitat mitjana del vent:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b(T) = 24,43 \text{ m/s}$$

On, Co = 1

Entorn = Tipus III (zona industrial) \rightarrow Kr = 0,216 Zo = 0,3 i Zmin = 5 m

Z = 13 m (alçada del punt més alt del pont respecte el terreny)

$$C_r(z) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) = 0,81$$

Empenta del vent:

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

On, $\left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T)\right] = 568,5 \text{ N/m}^2$

$$C_e(z) = K_r^2 \cdot \left[C_0^2 \cdot \ln^2\left(\frac{z}{z_o}\right) + 7K_l \cdot c_o \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \right] = 1,89$$

$$K_l = 1$$

La fórmula de "Fw" ens dona la força total del vent sobre un element (està multiplicada per l'àrea), però el que nosaltres volem és la càrrega repartida. En el cas del taulell per a vent vertical no multipliquem per l'àrea perquè així es té la força/m² i després és distribuirà per les corretges. En els altres casos es multiplica pel gruix, així queda la força en funció de la longitud de l'element.

1) Taulell (vertical):	cf = 2,0	qw = 2,15 KN/m ²
2) Taulell (horitzontal):	cf = 0,9 g = 0,9 m	qw = 0,87 KN/m
3) Muntants:	cf = 0,7 g = 0,55 m	qw = 0,4 KN/m
4) Diagonals:	cf = 0,7 g = 0,28 m	qw = 0,21 KN/m

5) Cordó superior (central):	cf = 2,1	g = 1 m	qw = 2,3 KN/m
6) Cordó superior (extrems):	cf = 2,1	g = 1,2 m	qw = 2,7 KN/m
7) Bigues transversals d'unió:	cf = 2,1	g = 0,35 m	qw = 0,79 KN/m

Direcció del vent:

Per avaluar l'acció del vent sobre la estructura es considerarà la seva actuació en dos casos, agafant els sentits mes desfavorables de cada cas:

- Vent perpendicular a l'eix del taulell: direcció transversal (X) + vent vertical (Z)
- Vent paral·lel a l'eix del taulell: direcció longitudinal (Y).

En el cas del vent longitudinal s'agafarà com a empenta del vent el 50% de l'empenta produïda pel vent transversal.

1.1.2.3. Acció tèrmica

Les temperatures màximes i mínimes per a un període de retorn de 100 anys per a la zona del projecte són les següents:

$$T_{max,0'01} = T_{max} \cdot \{K_1 - K_2 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\} = 41,5^\circ C$$

$$T_{min,0'01} = T_{min} \cdot \{K_3 + K_4 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\} = -14,44^\circ C$$

On, K1 = 0,781

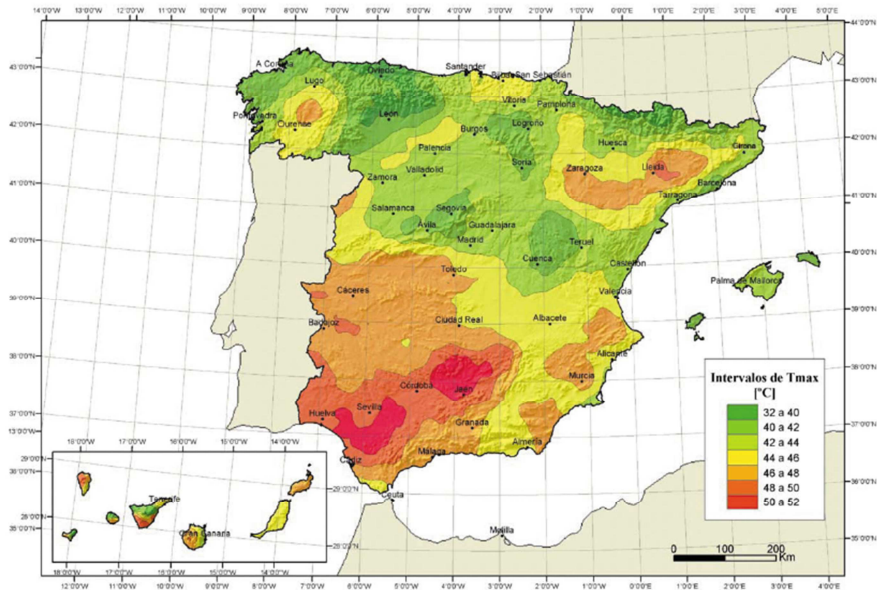
K2 = 0,056

K3 = 0,393

K4 = -0,156

Tmax = 40°C (figura 2)

Tmin = - 13°C (zona 2 i 200 metres d'altura) (figura 3 i 4)



ALTITUD [m]	ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10



Component uniforme de la temperatura

La component uniforme de la temperatura del taulell es calcula a partir dels valors característics de les temperatures màximes i mínimes a l'ombra (T_{max} i T_{min}) afegint un increment de temperatura en funció del tipus de material.

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

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

Taulell (mixte):	$\Delta T_{e,min} = +4^{\circ}C$	$\Delta T_{e,max} = +4^{\circ}C$
	$T_{e,min} = -10,44^{\circ}C$	$T_{e,max} = 45,5^{\circ}C$

Gelosia (metà·lica):	$\Delta T_{e,min} = -3^{\circ}C$	$\Delta T_{e,max} = +3^{\circ}C$
	$T_{e,min} = -17,44$	$T_{e,max} = 48,5^{\circ}C$

Valor característic de la màxima variació de la component uniforme de temperatura en contracció

$$\Delta T_{N,cont} = T_o - T_{e,min}$$

On,	$T_o = 15^{\circ}C$
Taulell:	$\Delta T_{N,cont} = 25,44^{\circ}C$
Gelosia:	$\Delta T_{N,cont} = 32,44^{\circ}C$

Valor característic de la màxima variació de la component uniforme de temperatura en dilatació

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o$$

Taulell:	$\Delta T_{N,exp} = 30,5^{\circ}C$
Gelosia:	$\Delta T_{N,exp} = 33,5^{\circ}C$

Valors dels coeficients de dilatació tèrmica lineal

En el programa de càlcul s'han d'introduir els coeficients de dilatació lineal perquè et pugui calcular les variacions de longitud i els esforços provocats per l'acció tèrmica:

Estructures mixtes: $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Acer estructural: $12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Diferència vertical de temperatura

En el taulell del pont es produeixen diàriament dos fenòmens:

- Durant el dia, les seccions parcials d'acer estan més calentes que les seccions parcials de formigó.
- Durant la nit passa justament el contrari: les seccions parcials de formigó són més calentes que les d'acer.

La IAP defineix les variacions de temperatura entre els dos materials:

- En les condicions d'escalfament (dia), es considerarà que la secció parcial d'acer té un increment de temperatura $\Delta T_{M,heat} = +18^\circ\text{C}$ respecte a la secció parcial de formigó.
- En les condicions de refredament (nit), es considerarà que la secció parcial d'acer té un increment de temperatura $\Delta T_{M,cool} = -10^\circ\text{C}$ respecte a la secció parcial de formigó.

Simultaneïtat de la component uniforme i de la diferència vertical de temperatura

La combinació de les diferents components de la temperatura es realitza mitjançant les següents expressions:

$$\begin{aligned} \Delta T_M + w_N \cdot \Delta T_N \\ \Delta T_N + w_M \cdot \Delta T_M \end{aligned}$$

On, $w_n = 0,35$

$w_m = 0,75$

Això dona 8 combinacions possibles de les quals s'escollirà la més desfavorable.

1.1.2.4. Neu

Com a valor característic de la sobrecàrrega de neu sobre taulells s'adoptarà el definit per la següent expressió:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k = 0,32 \text{ KN/m}^2$$

On, $s_k = 0,4$ (Taula 4.4-b de la IAP)

1.1.3. ACCIONS ACCIDENTALS

1.1.3.1. Acció sísmica

L'estudi de les accions sísmiques s'han portat a terme segons la norma NCSO-07. El valor de l'acceleració bàsica de càlcul és major a 0,04g i per tant s'ha de realitzar un càlcul sísmic de l'estructura.

1.2. MATERIALS, NIVELLS DE CONTROL, COEFICIENTS DE SEGURETAT I NORMATIVES

1.2.1. CARACTERÍSTIQUES DELS MATERIALS

Les característiques dels materials són les següents:

1.2.1.1. Formigons

- Formigó d'anivellació i neteja HM-15
- Estreps HA-30/F/20/IIa
- Prelloses HA-40/B/20/IIa
- Llosa del taulell HA30/B/20/IIa
- Formigó lleuger HLE – 25

Nivell de control estadístic

1.2.1.2. Acers corrugats

Acer corrugat per a l'armadura passiva B500S amb $f_{yk} > 500 \text{ N/mm}^2$

Control Normal

1.2.1.3. Acer estructural

Tant pels perfils laminats de les corretges com pels perfils soldats de la gelosia s'ha utilitzat el mateix acer: S355 K2 W amb $f_{yk} > 355 \text{ N/mm}^2$.

Els elements amb espessors majors a 27mm amb soldadures, es tractaran posteriorment amb tractaments tèrmics de relaxació de tensions, per suportar les tensions locals de tracció compreses entre el 67% i el 200% del límit elàstic.

Control de l'acer estructural d'acord amb l'article 11.2.2 i 11.2.3 de les "Recomendaciones para puentes mixtos de carretera (RPX-95)"

1.2.1.4. Fusta estructural

La fusta escollida és una fusta d'IROKO de classe resistent C40 amb resistència a la flexió $f_{m,k} = 40 \text{ N/mm}^2$.

1.2.2. COEFICIENTS DE SEGURETAT

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

Acer estructural:

Resistencia de las secciones transversales.	$\gamma_{M0} = 1,05^{(1)}$
Resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad.	$\gamma_{M1} = 1,05^{(1), (2)}$
Resistencia a rotura de las secciones transversales en tracción.	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistencia de las uniones.	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados: - En estado límite último (uniones categoría C) (ver apartados 58.2 y 58.8). - En estado límite de servicio (uniones categoría B) (ver apartados 58.2 y 58.8).	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$

⁽¹⁾ En el proyecto de estructuras de edificación se podrá adoptar un coeficiente parcial $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,00$ siempre y cuando se cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- Tolerancias "más estrictas" según el Artículo 80.
- Garantías adicionales para el acero según el Artículo 84. Se deberá garantizar que el límite elástico del acero empleado en la obra presente una dispersión acorde con el coeficiente parcial reducido, según un análisis basado en la teoría de fiabilidad estructural.
- Control de ejecución intenso según el Artículo 89.

⁽²⁾ En el proyecto de puentes de acero se adoptará en todos los casos un coeficiente parcial $\gamma_{M1} = 1,10$.

1.2.3. NORMATIVES UTILITZADES

- “Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)”.
- “Instrucción de acero estructural (EAE)”.
- “Instrucción de hormigón estructural (EHE)”.
- “Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos de carretera (RPX-95)”.
- “Documento Básico SE-M – Seguridad estructural madera”.

1.3. HIPÒTESIS DE COMBINACIÓ D'ACCIONS

S'han considerat les combinacions d'accions i coeficients de seguretat indicats en la normativa IAP:

1.3.1. ESTATS LÍMITS ÚLTIMS

Situacions persistents o transitòries:

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

Situacions accidentals:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d$$

Situació sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_{Ed}$$

1.3.2. ESTATS LÍMITS DE SERVEI

Combinació característica o poc probable:

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

Combinació freqüent:

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

Combinació quasipermanent:

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

On,

G = valor característic de les càrregues permanents.

G* = valor característic de les càrregues permanents de valor no constant.

Q_{k1} = valor característic de la càrrega variable dominant.

A_D = valor característic de l'acció accidental.

A_{Ed} = valor característic de l'acció sísmica

Coefficients ψ :

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales	0	0	0	
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
	Sobrecarga de uso en pasarelas	0,4	0,4	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{Sn,k}$	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.

Coeficients parcials γ_F en ELU:

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

Coeficients parcials γ_F en 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

1.4. AMBIENTS, RECOBRIMENTS, FISSURACIÓ I QUANTIES MÍNIMES

Element	Ambient	Recobriments mínims de l'armadura passiva	Límit d'obertura de la fissura W_{max} (mm)
Llosa del taulell	Ila	25	0,3
Prelloses	Ila	20	0,3
Estreps	Ila	55	0,3

Element	Quantia geomètrica ‰
Taulell	1,8
Prelloses	1,8
Estrep	0,9
Sabata	1,8

2. SECCIONS I LES SEVES CARACTERÍSTIQUES

Les seccions transversals escollides per a cada un dels elements del pont són les que estan detallades en el documents número 2, "Plànols". A continuació es presenten les característiques mecàniques més representatives de cada secció.

2.1. CARACTERÍSTIQUES MECÀNiques DE LES SECCIONS

2.1.1 CORDÓ SUPERIOR (ZONA CENTRAL)

$$A = 0.1086 \text{ m}^2$$

$$I_3 = I_2 = 0.0151 \text{ m}^4$$

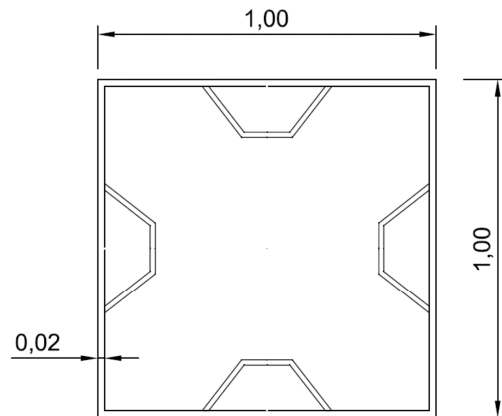
$$R_3 = R_2 = 0.372 \text{ m}$$

$$W_{el,3} = W_{el,2} = 0,0302 \text{ m}^3$$

$$W_{pl,3} = W_{pl,2} = 0,0362 \text{ m}^3$$

$$A_{v,2} = A_{v,3} = 0,0384 \text{ m}^2$$

$$J = 0,0196 \text{ m}^4$$



2.1.2. CORDÓ SUPERIOR (ZONA EXTREMS)

$$A = 0.1934 \text{ m}^2$$

$$W_{el,2} = 0,0637 \text{ m}^3$$

$$I_3 = 0.0429 \text{ m}^4$$

$$W_{pl,3} = 0,0831 \text{ m}^3$$

$$I_2 = 0.0382 \text{ m}^4$$

$$W_{pl,2} = 0,07687 \text{ m}^3$$

$$R_3 = 0.4708 \text{ m}$$

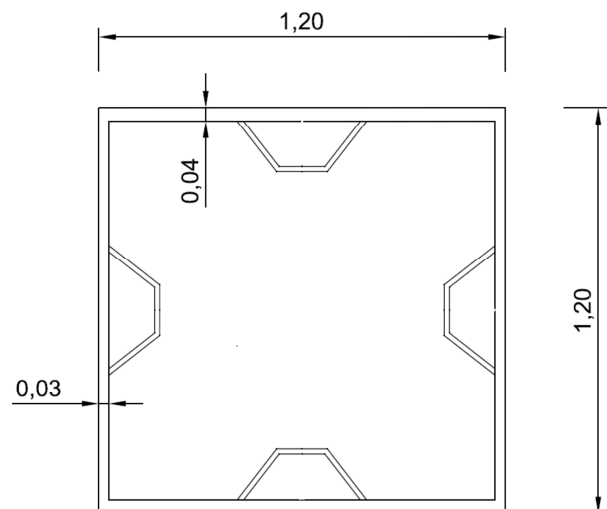
$$A_{v,2} = 0,0672 \text{ m}^2$$

$$R_2 = 0.4445 \text{ m}$$

$$A_{v,3} = 0,0912 \text{ m}^2$$

$$W_{el,3} = 0,0715 \text{ m}^3$$

$$J = 0,0474 \text{ m}^4$$



2.1.3. MUNTANTS

$$A = 0.0252 \text{ m}^2$$

$$I_3 = I_2 = 0.000903 \text{ m}^4$$

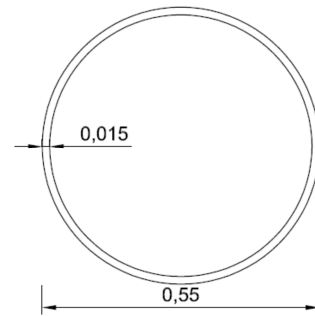
$$R_3 = R_2 = 0.1892 \text{ m}$$

$$W_{el,3} = W_{el,2} = 0,00328 \text{ m}^3$$

$$W_{pl,3} = W_{pl,2} = 0,00429 \text{ m}^3$$

$$A_{v,2} = A_{v,3} = 0,016 \text{ m}^2$$

$$J = 0,0018 \text{ m}^4$$

2.1.4. DIAGONALS

$$A = 0,00848 \text{ m}^2$$

$$I_3 = I_2 = 0,0000774 \text{ m}^4$$

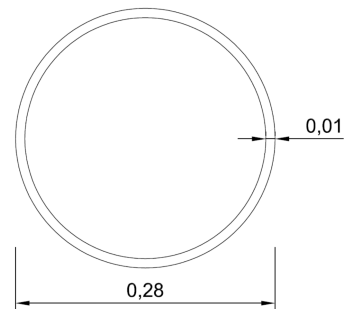
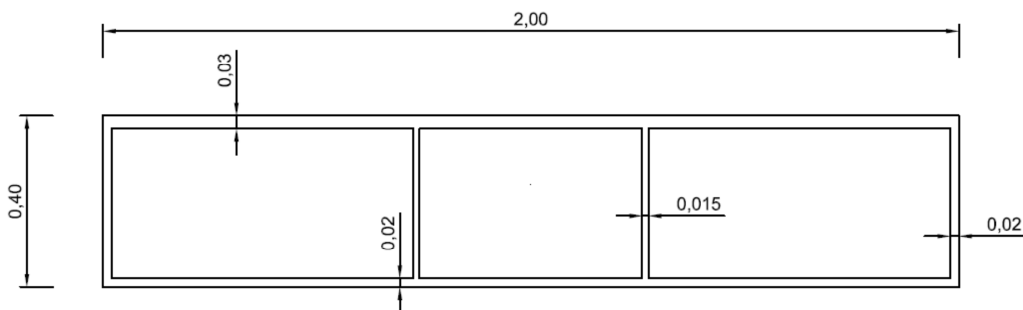
$$R_3 = R_2 = 0.0955 \text{ m}$$

$$W_{el,3} = W_{el,2} = 0,000553 \text{ m}^3$$

$$W_{pl,3} = W_{pl,2} = 0,000729 \text{ m}^3$$

$$A_{v,2} = A_{v,3} = 0,0054 \text{ m}^2$$

$$J = 0,000155 \text{ m}^4$$

2.1.5. CORDÓ INFERIOR REGULAR

$$A = 0.1245 \text{ m}^2$$

$$W_{el,2} = 0,0478 \text{ m}^3$$

$$I_3 = 0.003662 \text{ m}^4$$

$$W_{pl,3} = 0,0204 \text{ m}^3$$

$$I_2 = 0.0478 \text{ m}^4$$

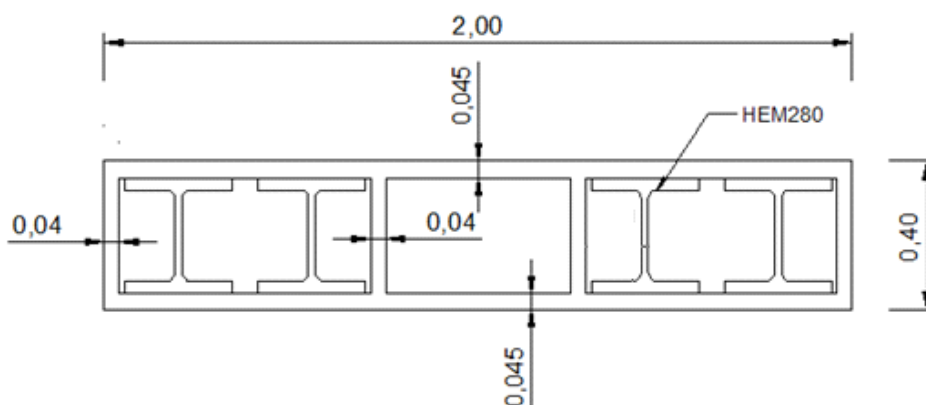
$$W_{pl,2} = 0,06667 \text{ m}^3$$

$$R_3 = 0.1715 \text{ m} \quad A_{v,2} = 0,0252 \text{ m}^2$$

$$R_2 = 0.6197 \text{ m} \quad A_{v,3} = 0,1 \text{ m}^2$$

$$W_{el,3} = 0,01612 \text{ m}^3 \quad J = 0,009364 \text{ m}^4$$

2.1.6. CORDÓ INFERIOR RECOLZAMENTS



$$A = 0.3133 \text{ m}^2 \quad W_{el,2} = 0,1065 \text{ m}^3$$

$$I_3 = 0.00758 \text{ m}^4 \quad W_{pl,3} = 0,0467 \text{ m}^3$$

$$I_2 = 0.1065 \text{ m}^4 \quad W_{pl,2} = 0,1572 \text{ m}^3$$

$$R_3 = 0.1555 \text{ m} \quad A_{v,2} = 0,06014 \text{ m}^2$$

$$R_2 = 0.583 \text{ m} \quad A_{v,3} = 0,1728 \text{ m}^2$$

$$W_{el,3} = 0,0379 \text{ m}^3 \quad J = 0,0178 \text{ m}^4$$

2.1.7. CORRETTGES CALÇADA (HEM 280)

$$A = 0,02402 \text{ m}^2 \quad W_{el,2} = 0,000917 \text{ m}^3$$

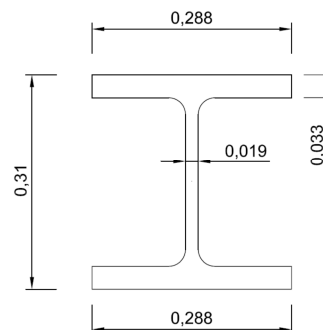
$$I_3 = 0,000395 \text{ m}^4 \quad W_{pl,3} = 0,00297 \text{ m}^3$$

$$I_2 = 0,000132 \text{ m}^4 \quad W_{pl,2} = 0,0014 \text{ m}^3$$

$$R_3 = 0.128 \text{ m} \quad A_{v,2} = 0,0072 \text{ m}^2$$

$$R_2 = 0.074 \text{ m} \quad A_{v,3} = 0,019 \text{ m}^2$$

$$W_{el,3} = 0,00255 \text{ m}^3 \quad J = 0,0000081 \text{ m}^4$$



2.1.8. BIGUES TRANSVERSALS D'UNIÓ

$$A = 0.0201 \text{ m}^2$$

$$I_3 = I_2 = 0.000377 \text{ m}^4$$

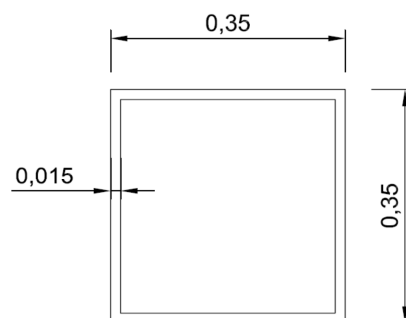
$$R_3 = R_2 = 0.1369 \text{ m}$$

$$W_{el,3} = W_{el,2} = 0,00215 \text{ m}^3$$

$$W_{pl,3} = W_{pl,2} = 0,00252 \text{ m}^3$$

$$A_{v,2} = A_{v,3} = 0,0096 \text{ m}^2$$

$$J = 0,000564 \text{ m}^4$$

2.1.9. CORRETTGES VORERA (HEB100)

$$A = 0,0026 \text{ m}^2 \quad W_{el,2} = 0,0000335 \text{ m}^3$$

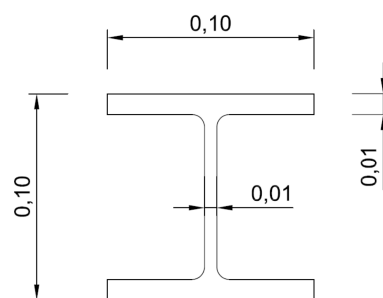
$$I_3 = 0,0000045 \text{ m}^4 \quad W_{pl,3} = 0,000104 \text{ m}^3$$

$$I_2 = 0,00000167 \text{ m}^4 \quad W_{pl,2} = 0,0000514 \text{ m}^3$$

$$R_3 = 0,0416 \text{ m} \quad A_{v,2} = 0,000904 \text{ m}^2$$

$$R_2 = 0,0253 \text{ m} \quad A_{v,3} = 0,002 \text{ m}^2$$

$$W_{el,3} = 0,0000899 \text{ m}^3 \quad J = 0,000000093 \text{ m}^4$$

2.1.10. BIGUES BARANA

$$A = 0,00181 \text{ m}^2$$

$$I_3 = I_2 = 0,00000266 \text{ m}^4$$

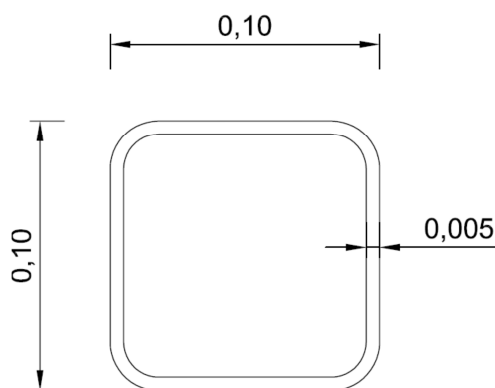
$$R_3 = R_2 = 0,0383 \text{ m}$$

$$W_{el,3} = W_{el,2} = 0,0000532 \text{ m}^3$$

$$W_{pl,3} = W_{pl,2} = 0,0000611 \text{ m}^3$$

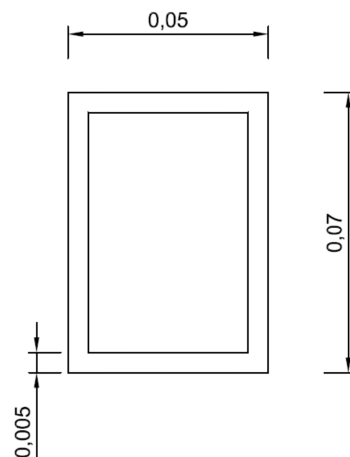
$$A_{v,2} = A_{v,3} = 0,00087 \text{ m}^2$$

$$J = 0,0000044 \text{ m}^4$$



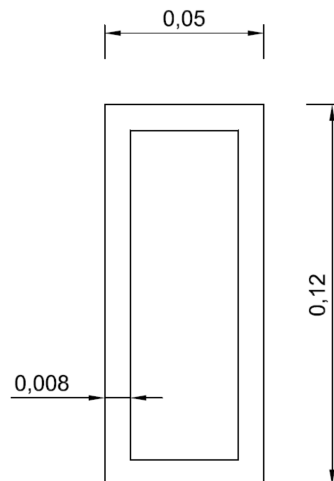
2.1.11. PERFILS BUITS VOLADÍS (HORITZONTAL I DIAGONAL)

$A = 0,0011 \text{ m}^2$	$W_{el,2} = 0,0000164 \text{ m}^3$
$I_3 = 0,00000071 \text{ m}^4$	$W_{pl,3} = 0,0000253 \text{ m}^3$
$I_2 = 0,00000041 \text{ m}^4$	$W_{pl,2} = 0,0000197 \text{ m}^3$
$R_3 = 0,0254 \text{ m}$	$A_{v,2} = 0,0006 \text{ m}^2$
$R_2 = 0,0193 \text{ m}$	$A_{v,3} = 0,0004 \text{ m}^2$
$W_{el,3} = 0,0000203 \text{ m}^3$	$J = 0,000000778 \text{ m}^4$



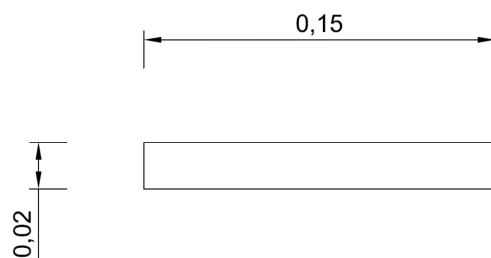
2.1.12. PERFILS BUITS VOLADÍS (VERTICAL)

$A = 0,00246 \text{ m}^2$	$W_{el,2} = 0,0000364 \text{ m}^3$
$I_3 = 0,00000401 \text{ m}^4$	$W_{pl,3} = 0,0000881 \text{ m}^3$
$I_2 = 0,00000091 \text{ m}^4$	$W_{pl,2} = 0,0000449 \text{ m}^3$
$R_3 = 0,0404 \text{ m}$	$A_{v,2} = 0,00166 \text{ m}^2$
$R_2 = 0,0192 \text{ m}$	$A_{v,3} = 0,000544 \text{ m}^2$
$W_{el,3} = 0,0000668 \text{ m}^3$	$J = 0,0000023 \text{ m}^4$



2.1.13. FUSTA ESTRUCTURAL

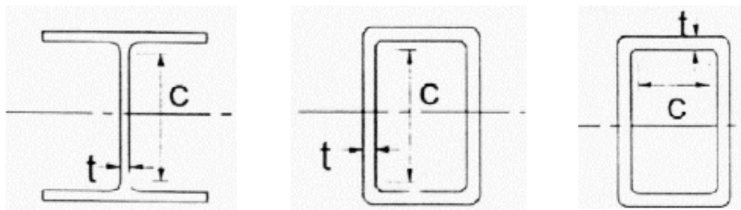
$A = 0,003 \text{ m}^2$
$I_3 = 0,0000001 \text{ m}^4$
$I_2 = 0,00000563 \text{ m}^4$
$R_3 = 0,00577 \text{ m}$
$R_2 = 0,0433 \text{ m}$
$W_{el,3} = 0,00001 \text{ m}^3$
$W_{el,2} = 0,0000751 \text{ m}^3$



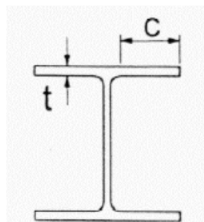
2.2. CLASSIFICACIÓ DE LES SECCIONS

Es molt important determinar la classe de cada secció per tal de saber la seva capacitat envers la inestabilitat de xapes en la seva resposta resistent.

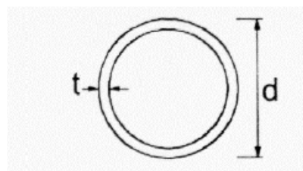
Esvelteses de panells interiors:



Esvelteses de panells en ales volades:



Esvelteses seccions tubulars:



Secció	Element	Esveltesa (d/t)	Condició	Classificació
Cordó superior (zona central)	Ales	14,4	$14,4 < 33\varepsilon$	Classe 1
	Ànimes	14,4	$14,4 < 33\varepsilon$	Classe 1
Cordó superior (zona extrems)	Ales	9,47	$14,4 < 33\varepsilon$	Classe 1
	Ànimes	12,3	$14,4 < 33\varepsilon$	Classe 1
Muntants	-	19	$19 < 50\varepsilon^2$	Classe 1
Diagonals	-	28	$28 < 50\varepsilon^2$	Classe 1
Cordó inferior regular	Ala	23,5	$23,5 < 33\varepsilon$	Classe 1
	Ànimes	13,16	$13,16 < 33\varepsilon$	Classe 1
Cordó inferior suport	Ala	4,3	$4,3 < 33\varepsilon$	Classe 1
	Ànimes	7,75	$7,75 < 33\varepsilon$	Classe 1
Corretges taulell	Ala	3,6	$3,6 < 9\varepsilon$	Classe 1
	Ànima	11,44	$11,44 < 33\varepsilon$	Classe 1
Bigues transversals	Ala	21,33	$21,33 < 33\varepsilon$	Classe 1

d'unió	Ànima	21,33	$21,33 < 33\varepsilon$	Classe 1
Corretges vorera	Ala	4,5	$4,5 < 9\varepsilon$	Classe 1
	Ànima	8	$8 < 33\varepsilon$	Classe 1
Bigues barana	Ala	16	$16 < 33\varepsilon$	Classe 1
	Ànimes	16	$16 < 33\varepsilon$	Classe 1
Voladís (horit. i diag.)	Ala	8	$8 < 33\varepsilon$	Classe 1
	Ànimes	10	$10 < 33\varepsilon$	Classe 1
Voladís (vertical)	Ala	4,25	$4,25 < 33\varepsilon$	Classe 1
	Ànimes	13	$13 < 33\varepsilon$	Classe 1

On, $\varepsilon = 0,81$

$$\varepsilon^2 = 0,6$$

- Seccions de classe 1: Poden arribar al seu moment plàstic sense veure's afectades per l'abonyegament de les seves zones comprimides. També permeten ser verificades mitjançant un anàlisi global plàstic.

Per tant, per a les comprovacions resistents es considerarà el moment resistent plàstic en comptes de l'elàstic ja que les seccions garanteixen la resistència a l'abonyegament.

3. COMPROBACIONS RELATIVES A ESTATS LÍMIT ÚLTIMS

3.1. ESTAT LÍMIT DE RUPTURA

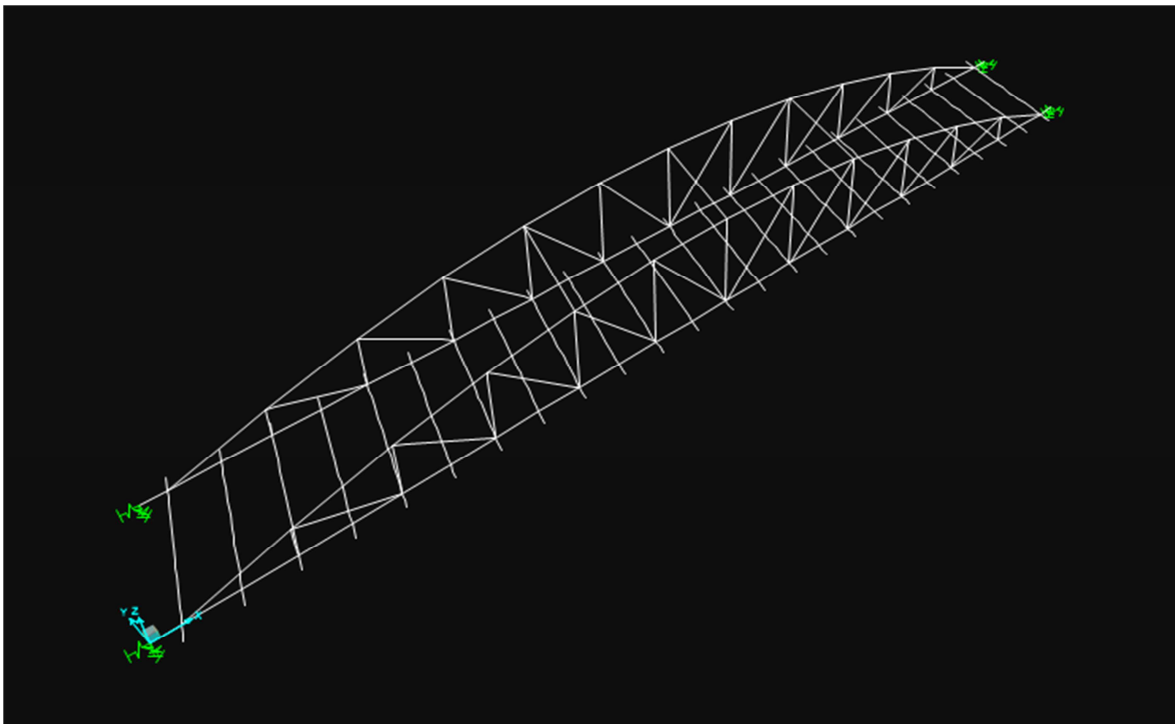
3.1.1. MODEL GLOBAL 3D

El model 3D representa la totalitat de l'estructura excepte els voladissos, que s'han calculat en un anàlisi 2D auxiliar per simplificar la geometria. Després s'han agafat els esforços provocats per a cada combinació del voladís i s'han aplicat al model global. D'aquesta manera l'efecte dels voladissos queda totalment representat en el model 3D.

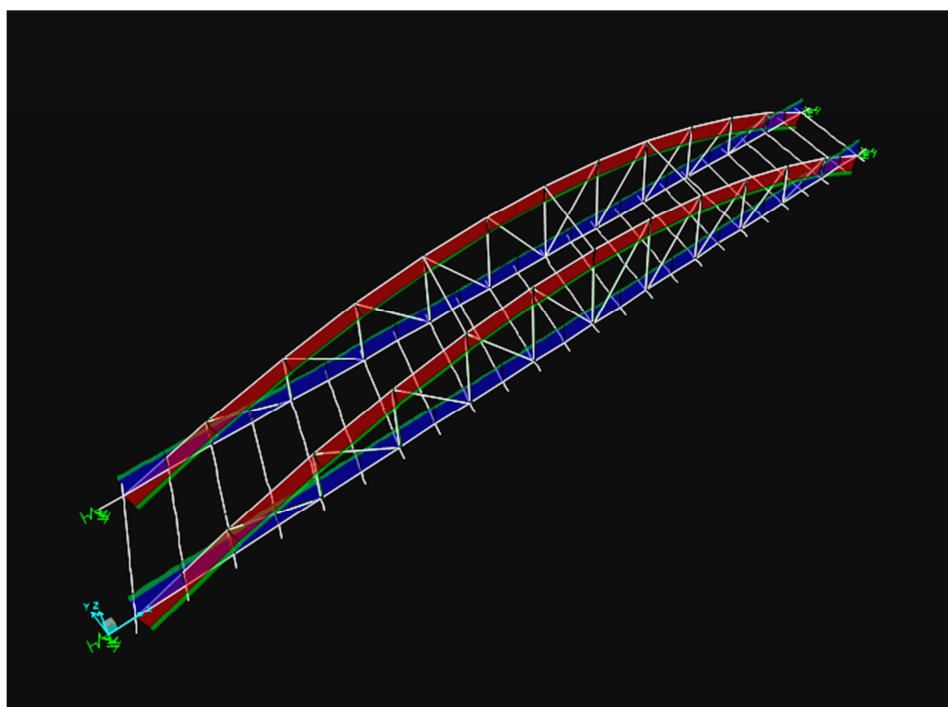
Els passos que s'han seguit han sigut els següents:

- S'ha introduït la geometria del pont.
- S'han definit els suports aplicant la rigidesa dels neoprens escollits en comptes d'aplicar un tipus de restricció predeterminada, ja que d'aquesta manera es podrà saber l'allargament real del pont i els esforços provocats per aquest allargament.
- S'han definit el tipus de material i les seves característiques i també la geometria de cada secció.
- S'han aplicat totes les accions definides en l'apartat 2.
- S'han fet totes les combinacions d'accions pertinents.

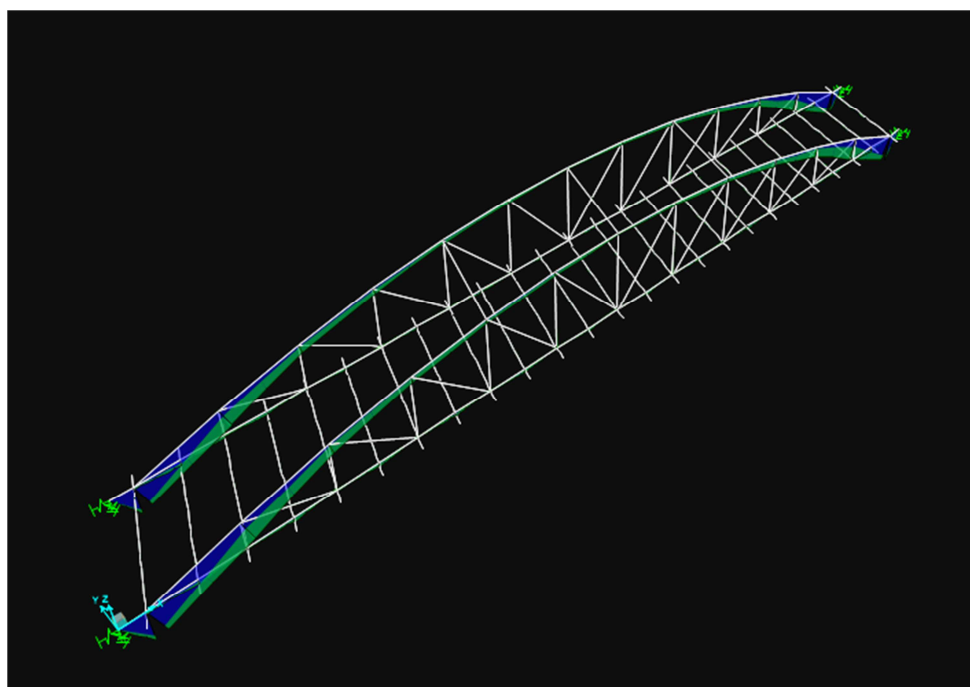
Model 3D:



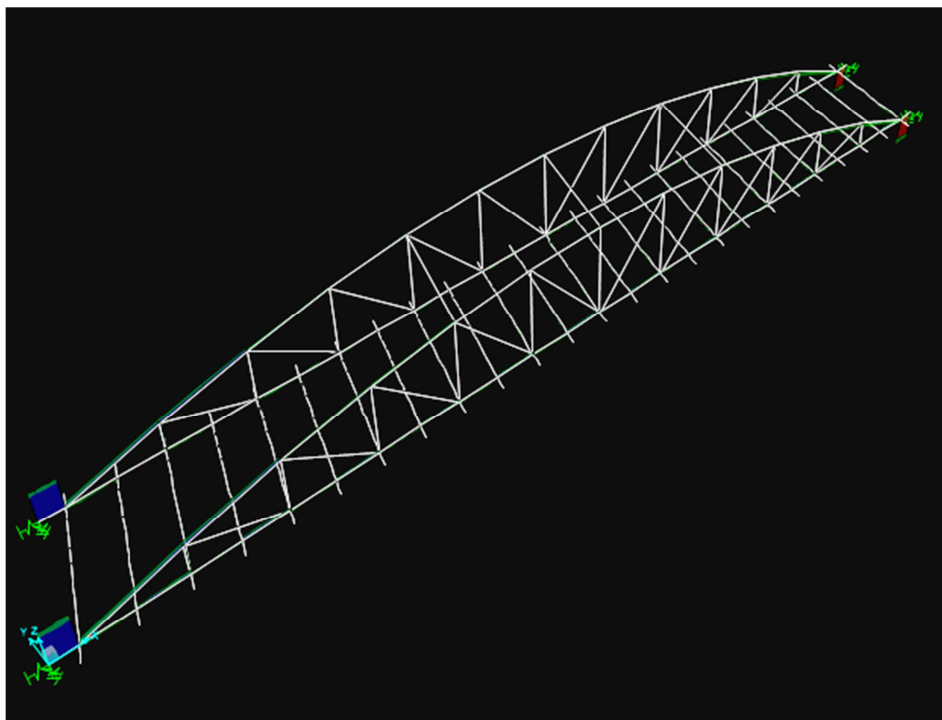
Axil:



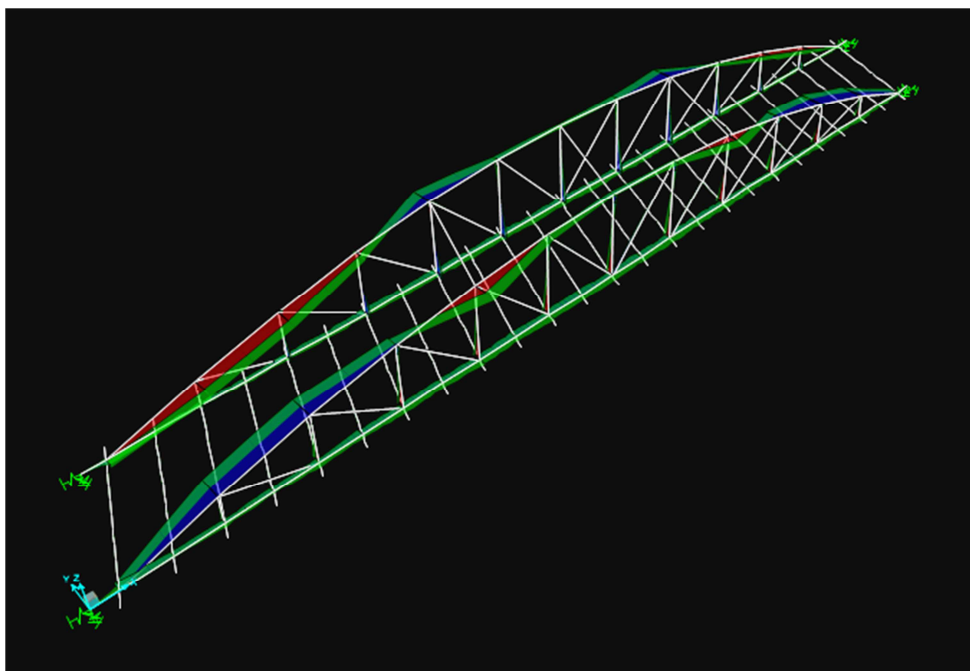
Moment 3-3:



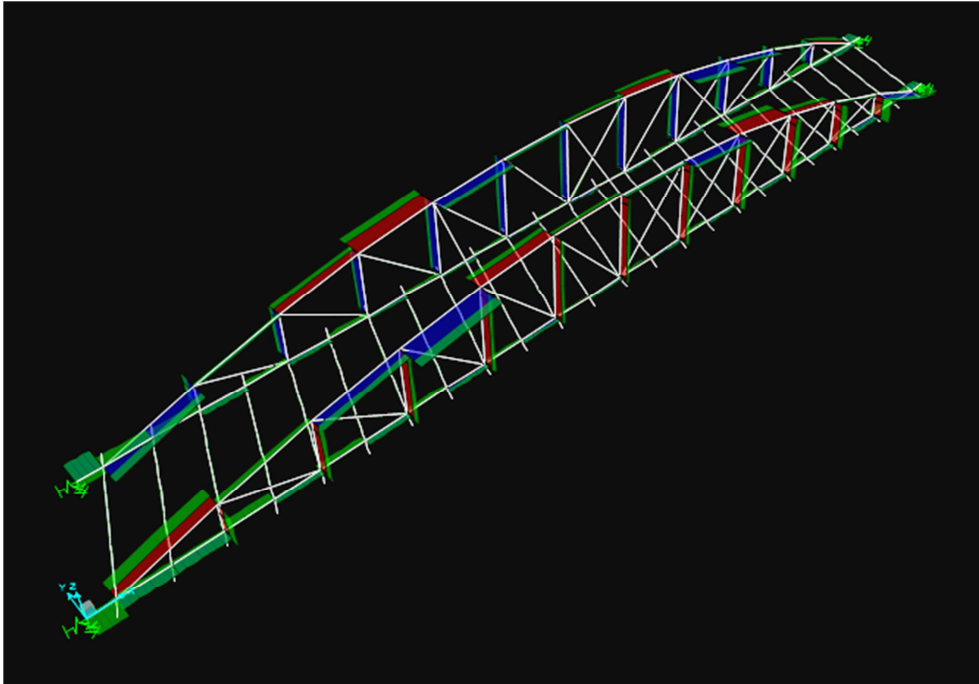
Tallant 2-2:



Moment 2-2:



Tallant 3-3:



FORMULES

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5a}$$

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot (1 - n^{1,7}) \quad (\text{seccions buides circulars})$$

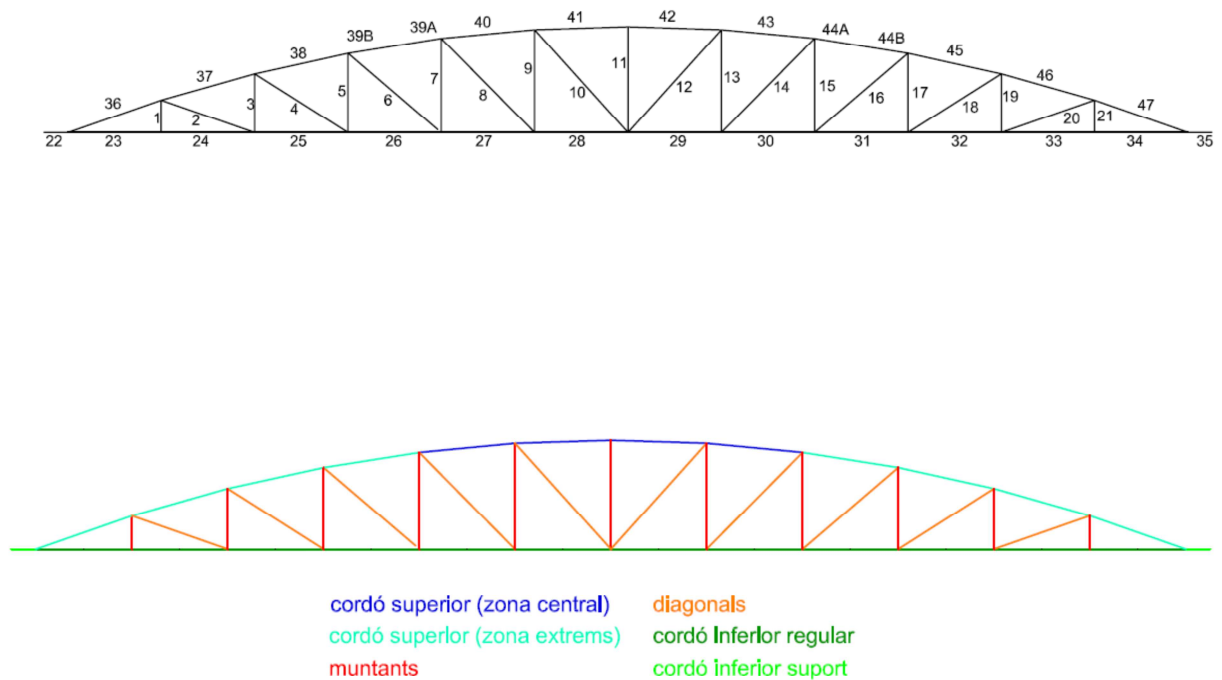
$$\text{Comprovació flexió esviada} \rightarrow \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

*Per a més informació sobre les formules utilitzades i els factors que les integren consultar la Instrucció d'acer estructural EAE capítol IX.

3.1.1.1. Gelosia

Com que hi ha una vorera més ampla que l'altra tan sols s'analitzarà la gelosia que esta al mateix cantó que la vorera més ampla (part sud del pont), ja que serà la més desfavorable.

Per a referir-se a les barres sense confusió se les ha nombrat:



. Cordó superior (zona central):

Nº barra	N _{Ed} (KN)	M _{Ed,3} (KNm)	V _{Ed,2} (KN)	M _{Ed,2} (KNm)	V _{Ed,3} (KN)
39A	-22573	2197	177	-2278	-254
40	-22573	2197	252	-2278	-257
41	-22468	1387	183	-761	-69
42	-22407	1409	-197	638	48
43	-22641	2315	-288	-2020	235
44A	-22641	2315	-211	-2020	233

Nº barra	N _{Rd} (KN)	M _{Rd3} (KNm)	V _{Rd2} (KN)	M _{Rd2} (KNm)	V _{Rd3} (KN)	M _{N,Rd3} (M-N)	M _{N,Rd2} (M-N)	Int. M-N-V	α	Comp. Flexió esviada
39A	38553	12851	7870	12851	7870	7556	6629	-	2,71	0,09
40	38553	12851	7870	12851	7870	7556	6629	-	2,71	0,09
41	38553	12851	7870	12851	7870	7605	6673	-	2,69	0,01

42	38553	12851	7870	12851	7870	7634	6698	-	2,68	0,01
43	38553	12851	7870	12851	7870	7523	6601	-	2,72	0,08
44A	38553	12851	7870	12851	7870	7523	6601	-	2,72	0,08

. Cordó superior (zona extrems):

Nº barra	N _{Ed} (KN)	M _{Ed,3} (KNm)	V _{Ed,2} (KN)	M _{Ed,2} (KNm)	V _{Ed,3} (KN)
36	-25212	13100	1213	2586	-460
37	-24520	12618	1089	2977	-171
38	-23716	7156	637	2911	229
39B	-23216	4541	413	1754	458
44B	-22699	4583	-422	2116	-470
45	-23276	7180	-660	3368	-240
46	-24145	12719	-1124	3440	163
47	-24930	13109	-1165	3143	489

Nº barra	N _{Rd} (KN)	M _{Rd3} (KNm)	V _{Rd2} (KN)	M _{Rd2} (KNm)	V _{Rd3} (KN)	M _{N,Rd3} (M-N)	M _{N,Rd2} (M-N)	Int. M-N-V	α	Comp. Flexió esviada
36	68657	29501	13773	27289	18692	24563	24725	-	1,96	0,30
37	68657	29501	13773	27289	18692	24954	23236	-	1,94	0,29
38	68657	29501	13773	27289	18692	25409	23659	-	1,92	0,11
39B	68657	29501	13773	27289	18692	25691	23922	-	1,91	0,04
44B	68657	29501	13773	27289	18692	25984	24195	-	1,89	0,05
45	68657	29501	13773	27289	18692	25657	23891	-	1,91	0,11
46	68657	29501	13773	27289	18692	25166	23433	-	1,93	0,29
47	68657	29501	13773	27289	18692	24722	23020	-	1,95	0,31

. Muntants

Nº barra	N _{Ed} (KN)	M _{Ed,3} (KNm)	V _{Ed,2} (KN)	M _{Ed,2} (KNm)	V _{Ed,3} (KN)
1	1701	-483	-434	-925	-407
3	1906	292	133	-1087	-345
5	2018	264	106	-1209	-321
7	1839	192	57	-1313	-315
9	1696	173	51	-1229	-254
11	966	-130	-33	-1172	-231
13	1823	-222	-65	-1210	-253
15	1917	-239	-72	-1290	-322
17	2074	-307	-122	-1193	-323

19	1932	-327	-181	-1097	-352
21	1723	408	448	-1020	-461

Nº barra	N _{Rd} (KN)	M _{Rd3} (KNm)	V _{Rd2} (KN)	M _{Rd2} (KNm)	V _{Rd3} (KN)	M _{N,Rd3} (M-N)	M _{N,Rd2} (M-N)	Int. M-N-V	α	Comp. Flexió esviada
1	8524	1451	3177	1451	3177	1357	1357	-	1,74	0,68
3	8524	1451	3177	1451	3177	1337	1337	-	1,76	0,76
5	8524	1451	3177	1451	3177	1326	1326	-	1,77	0,91
7	8524	1451	3177	1451	3177	1344	1344	-	1,75	0,99
9	8524	1451	3177	1451	3177	1358	1358	-	1,74	0,87
11	8524	1451	3177	1451	3177	1415	1415	-	1,68	0,75
13	8524	1451	3177	1451	3177	1346	1346	-	1,75	0,87
15	8524	1451	3177	1451	3177	1336	1336	-	1,76	0,99
17	8524	1451	3177	1451	3177	1320	1320	-	1,78	0,91
19	8524	1451	3177	1451	3177	1335	1335	-	1,76	0,79
21	8524	1451	3177	1451	3177	1355	1355	-	1,74	0,73

. Diagonals

Nº barra	N _{Ed} (KN)	M _{Ed,3} (KNm)	V _{Ed,2} (KN)	M _{Ed,2} (KNm)	V _{Ed,3} (KN)
2	1514	23	-6	-13	-3
4	-1016	11	5	-32	-7
6	-749	10	5	-50	-10
8	-607	9	5	-65	-13
10	501	8	4	-62	-10
12	-584	9	8	29	10
14	-748	10	4	61	13
16	-826	-12	6	45	10
18	-1053	12	5	28	7
20	1435	22	-6	11	3

Nº barra	N _{Rd} (KN)	M _{Rd3} (KNm)	V _{Rd2} (KN)	M _{Rd2} (KNm)	V _{Rd3} (KN)	M _{N,Rd3} (M-N)	M _{N,Rd2} (M-N)	Int. M-N-V	α	Comp. Flexió esviada
2	2867	246	1107	246	1107	163	163	-	2,42	0,01
4	2867	246	1107	246	1107	204	204	-	1,93	0,03
6	2867	246	1107	246	1107	221	221	-	1,80	0,07
8	2867	246	1107	246	1107	228	228	-	1,75	0,11
10	2867	246	1107	246	1107	233	233	-	1,72	0,11
12	2867	246	1107	246	1107	230	230	-	1,74	0,03
14	2867	246	1107	246	1107	221	221	-	1,80	0,10

16	2867	246	1107	246	1107	216	216	-	1,83	0,06
18	2867	246	1107	246	1107	201	201	-	1,96	0,03
20	2867	246	1107	246	1107	170	170	-	2,32	0,01

Cordó inferior regular:

Nº barra	N _{Ed} (KN)	M _{Ed,3} (KNm)	V _{Ed,2} (KN)	M _{Ed,2} (KNm)	V _{Ed,3} (KN)
23	23721	2266	746	1007	282
24	24162	2020	792	851	-193
25	23623	1803	789	1084	-156
26	23017	1698	747	1273	133
27	22716	1703	731	1385	111
28	22530	1656	758	1420	84
29	22561	1649	717	-1469	84
30	22708	1701	721	-1478	126
31	22892	1694	703	-1436	147
32	23268	1799	677	-1258	171
33	23733	2050	667	-1026	200
34	23684	2416	873	-1067	-314

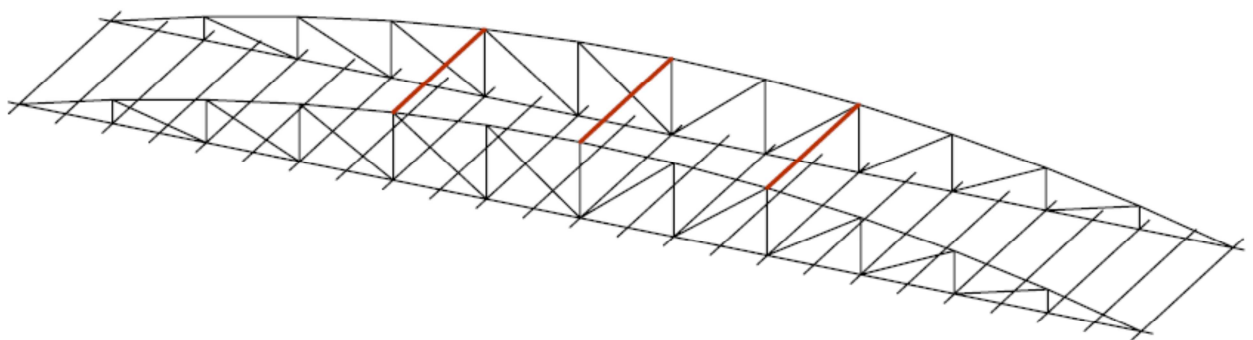
Nº barra	N _{Rd} (KN)	M _{Rd3} (KNm)	V _{Rd2} (KN)	M _{Rd2} (KNm)	V _{Rd3} (KN)	M _{N,Rd3} (M-N)	M _{N,Rd2} (M-N)	Int. M-N-V	α	Comp. Flexió esviada
23	42093	6897	5165	22541	20496	3290	13118	-	2,59	0,38
24	42093	6897	5165	22541	20496	3211	12803	-	2,64	0,29
25	42093	6897	5165	22541	20496	3307	13188	-	2,58	0,21
26	42093	6897	5165	22541	20496	3416	13620	-	2,51	0,18
27	42093	6897	5165	22541	20496	3470	13835	-	2,47	0,18
28	42093	6897	5165	22541	20496	3503	13968	-	2,45	0,16
29	42093	6897	5165	22541	20496	3498	13946	-	2,46	0,16
30	42093	6897	5165	22541	20496	3471	13841	-	2,47	0,18
31	42093	6897	5165	22541	20496	3438	13710	-	2,49	0,17
32	42093	6897	5165	22541	20496	3371	13441	-	2,54	0,21
33	42093	6897	5165	22541	20496	3288	13109	-	2,59	0,30
34	42093	6897	5165	22541	20496	3297	13144	-	2,58	0,45

Cordó inferior suport:

Nº barra	N _{Ed} (KN)	M _{Ed,3} (KNm)	V _{Ed,2} (KN)	M _{Ed,2} (KNm)	V _{Ed,3} (KN)
22	-54	12841	8137	-424	-269
35	-58	13046	-8301	621	-394

Nº barra	N _{Rd} (KN)	M _{Rd3} (KNm)	V _{Rd2} (KN)	M _{Rd2} (KNm)	V _{Rd3} (KN)	M _{N,Rd3} (M-N)	M _{N,Rd2} (M-N)	Int. M-N-V
22	111222	16579	12326	55806	35417	16579	55806	Sí
35	111222	16579	12326	55806	35417	16579	55806	Sí

ρ	coef. Reductor	M _{Rd3} reduït	N _{Rd} reduït	Interacció M3	alfa	com.flexion esviada
0,10259116	0,897408835	14878,1411	99811,6055	9957,62745	1,66	0,78
0,12034584	0,879654165	14583,7864	97836,8955	9545,38417	1,66	0,83

3.1.1.2. Bigues d'unió

bigues d'unió

S'ha comprovat per la que es troba en una situació d'esforços més desfavorable:

N_{Ed} (KN)	$M_{Ed,3}$ (KNm)	$V_{Ed,2}$ (KN)	$M_{Ed,2}$ (KNm)	$V_{Ed,3}$ (KN)
-213	-18	6	4	1

N_{Rd} (KN)	M_{Rd3} (KNm)	V_{Rd2} (KN)	M_{Rd2} (KNm)	V_{Rd3} (KN)	$M_{N,Rd3}$ (M-N)	$M_{N,Rd2}$ (M-N)	Int. M-N-V	α	Comp. Flexió esviada
4723,5	592	1302,5	592	1302,5	592	592	-	1,66	0,003

3.1.2. CORRETGES

Es fa la comprovació per a la corretja més sol·licitada i per a la combinació d'accions més desfavorable (sobrecarrega puntual determinant).

Com que la llosa de formigó treballa solidàriament amb les corretges s'ha de calcular la seva contribució, que serà diferent entre els trams de moment positiu i els trams de moment negatiu. Pel que fa al tallant i a l'axil es depreciarà la contribució de la llosa.

Ample eficaç: $b_{eff} = b_o + \sum \beta_i b_{ei}$



$b_o = 0,08$ m (distància entre connectors)

$b_{ei} = L_o/8$ (ample eficaç a cada costat)

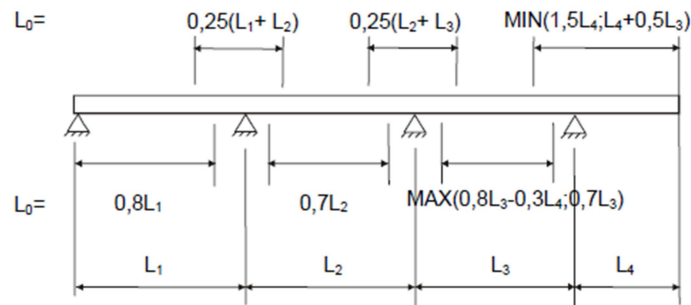


Figura 15: Longitudes L_0 para la determinación del ancho eficaz

$L_0^- = 1,54 \text{ m}$

$L_0^+ = 2,156 \text{ m}$

$b_{e1}^- = b_{e2}^- = 0,19 \text{ m}$

$b_{e1}^+ = b_{e2}^+ = 0,27 \text{ m}$

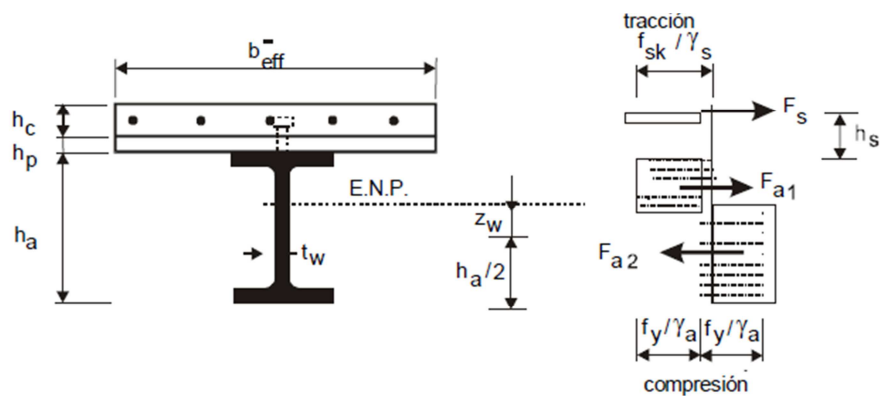
$b_{\text{eff}}^- = 0,46 \text{ m}$

$b_{\text{eff}}^+ = 0,62 \text{ m}$

L'armadura que es disposarà en la secció d'amplada eficaz de 0,46 metres serà:

$5\text{Ø}25 \rightarrow s = 60\text{mm}$

Resistència a la flexió en el tram de moment negatiu $F_a > F_s$ i $F_a - F_s > 2b_f t_f f_y$



Aquí no es té en compte la contribució de la llosa de formigó però si la de les armadures.

$$F_a = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 0,02402 \cdot \frac{355 \cdot 10^3}{1,05} = 8121,04 \text{ KN}$$

$$F_s = A_r \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_a} = 2454,4 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{500 \cdot 10^3}{1,15} = 1067,13 \text{ KN}$$

$$z_w = \frac{\gamma_a \cdot F_s}{2 \cdot t_w \cdot f_y} = \frac{1,05 \cdot 1067,13}{2 \cdot 0,0185 \cdot 355 \cdot 10^3} = 0,0853 \text{ m}$$

Compleix que $F_a > F_s$ i $F_a - F_s > 2b_f t_f f_y \rightarrow 8121,04 > 1067,13$ i $7053,91 > 3602,74$

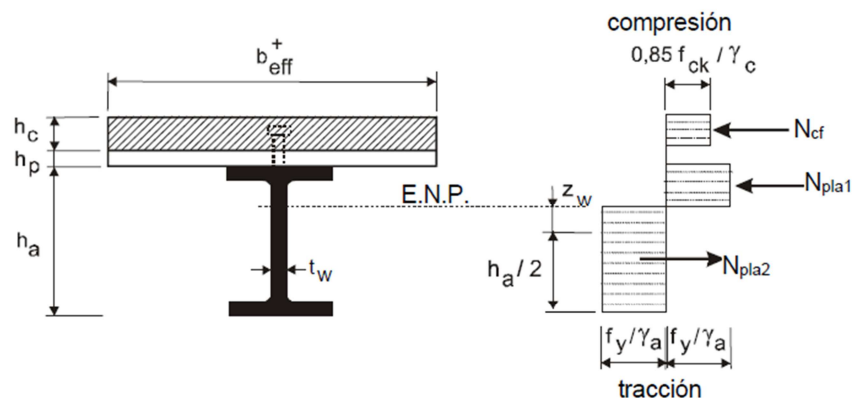
Moment resistent de la secció HEM280 sense comptar les armadures:

$$M_{apl,rd} = 0,00297 \cdot \frac{355 \cdot 10^3}{1,05} = 1004,14 \text{ KNm}$$

El moment resistent serà el resultat de sumar $M_{apl,rd}$ amb el moment que provoquen les armadures i restant la contribució de la part d'ànima que queda entre l'eix neutre plàstic i el centre de la secció HEM280:

$$M_{pl,rd}^- = M_{apl,rd} + F_s(0,5h_a + h_p + 0,5h_c) - 0,5f_y \cdot z_w^2 \cdot t_w = 1345,6 \text{ KNm}$$

Resistència a la flexió en el tram de moment positiu ($N_{cf} < N_{pla}$ i $N_{pla} - N_{cf} > 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$)



En aquest cas no es té en compte la contribució de les armadures i sí el del formigó de la llosa, tot i que només la part que queda per sobre dels nervis.

$$N_{pla} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 8121,04 \text{ KN}$$

$$N_{cf} = h_c \cdot b_{eff}^+ \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 0,1054 \left(0,85 \frac{30 \cdot 10^3}{1,5} \right) = 1791,8 \text{ KN}$$

$$z_w = \frac{N_{cf}}{2t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} = \frac{1791,8}{2 \cdot 0,0185 \cdot \frac{355 \cdot 10^3}{1,05}} = 0,1432$$

Compleix que $N_{cf} < N_{pla}$ i $N_{pla} - N_{cf} > 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a} \rightarrow 1791,8 < 8121,04$ i $6329,24 > 3602,74$

$$M_{pl,Rd}^+ = M_{apl,rd} + N_{cf}(0,5h_a + h_p + 0,5h_c) - 0,5f_y \cdot z_w^2 \cdot t_w = 1510,17 \text{ KNm}$$

N_{Ed} (KN)	$M_{Ed,3}^+$ (KNm)	$M_{Ed,3}^-$ (KNm)	$V_{Ed,2}$ (KN)	$M_{Ed,2}$ (KNm)	$V_{Ed,3}$ (KN)
-385	701	1043	-744	73	19

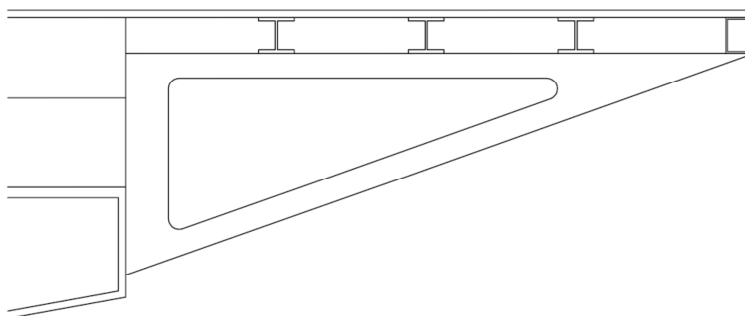
N_{Rd} (KN)	M_{Rd3}^+ (KNm)	M_{Rd3}^- (KNm)	V_{Rd2} (KN)	M_{Rd2} (KNm)	V_{Rd3} (KN)	$M_{N,Rd3}$ (M-N)	$M_{N,Rd2}$ (M-N)	Int. M-N-V	α	Comp. Flexió esviada
8527	1510	1345	1475	473	496	1284	452	-	1,66	0,76

3.1.3. VOLADIU

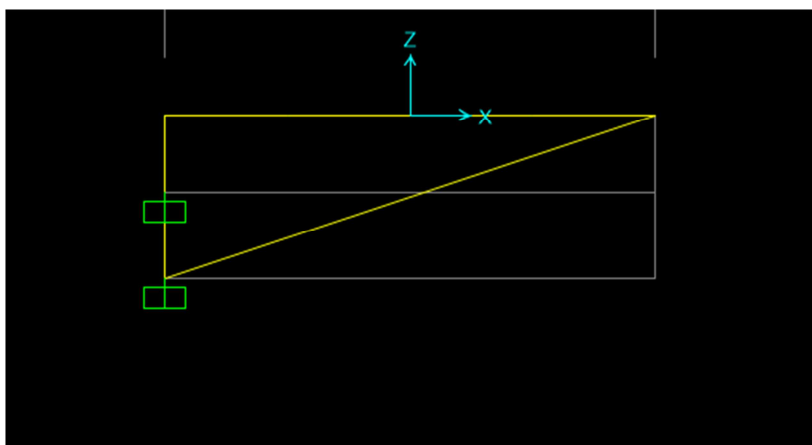
Per a l'anàlisi estructural dels voladissos s'ha creat un model 2D amb el SAP2000 on s'hi ha introduït la geometria, les seccions, els materials i les càrregues amb les diferents combinacions possibles.

La comprovació s'ha fet per el voladís de major amplada ja que tindrà els esforços més grans.

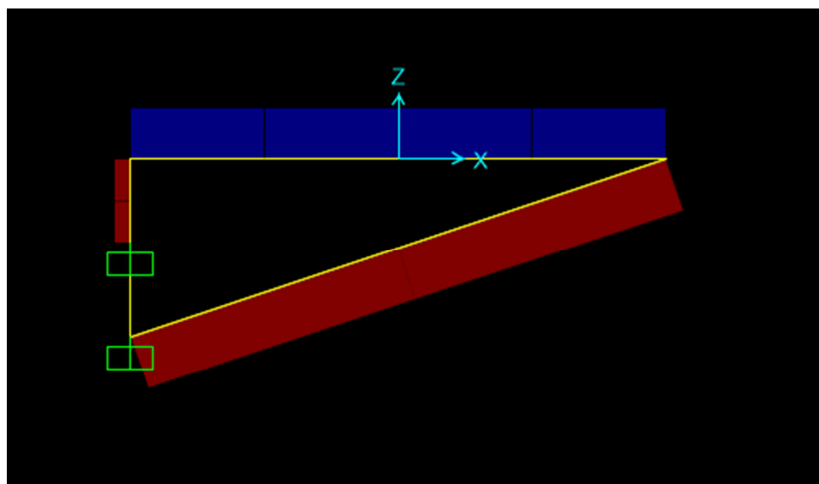
Imatge del voladiu:



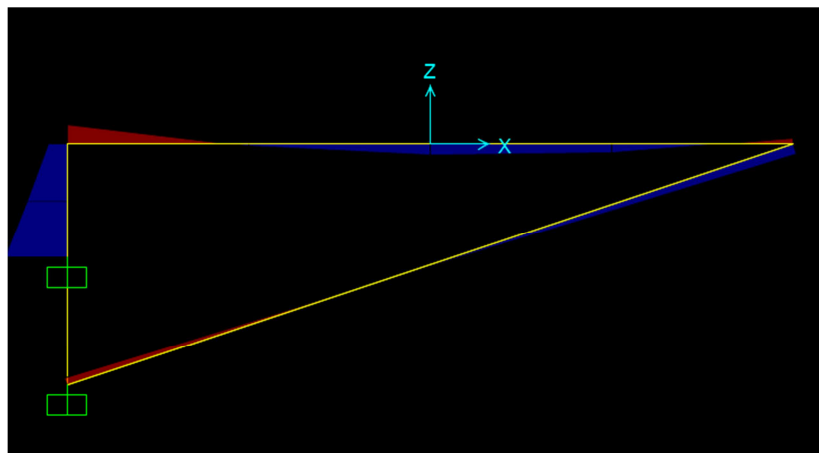
Model 2D:



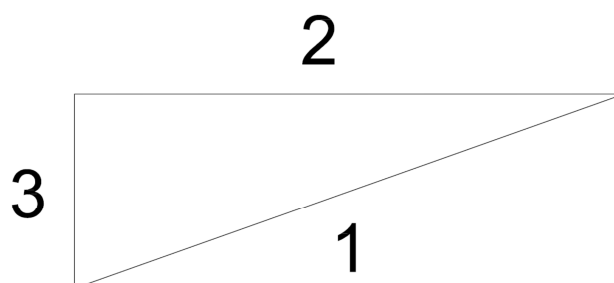
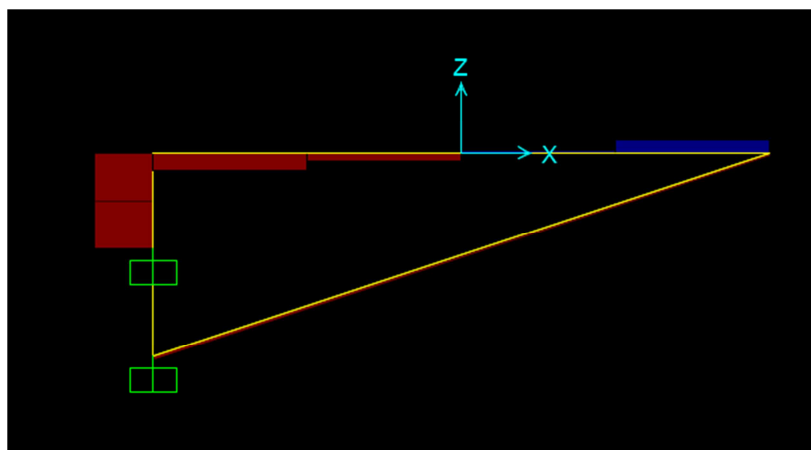
Axils:



Moment 3-3:



Tallant 2-2:

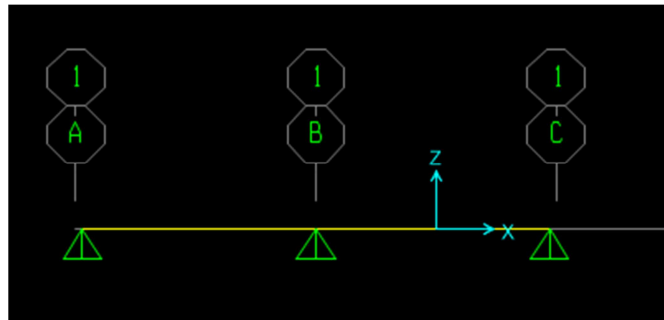


Nº barra	N_{Ed} (KN)	$M_{Ed,3}$ (KNm)	$V_{Ed,2}$ (KN)
1	-82	5	-5
2	76	-8,5	-23,3
3	-23	27,2	76,2

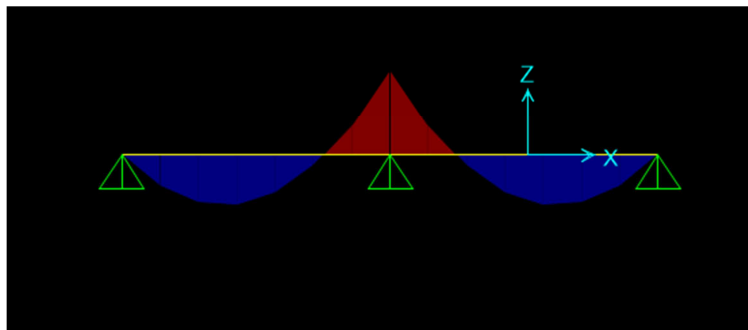
Nº barra	N_{Rd} (KN)	M_{Rd3} (KNm)	V_{Rd2} (KN)	$M_{N,Rd3}$ (M-N)	Int. M-N-V
1	390,5	9	123	9	-
2	390,5	9	123	10	-
3	873,3	31,27	340,2	41	-

3.1.4. CORRETTGES VOLADIU

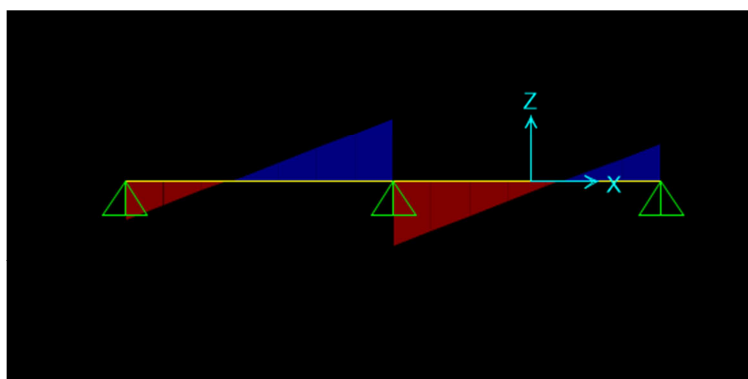
Model 2D:



Moment 3-3:



Tallant 2-2:

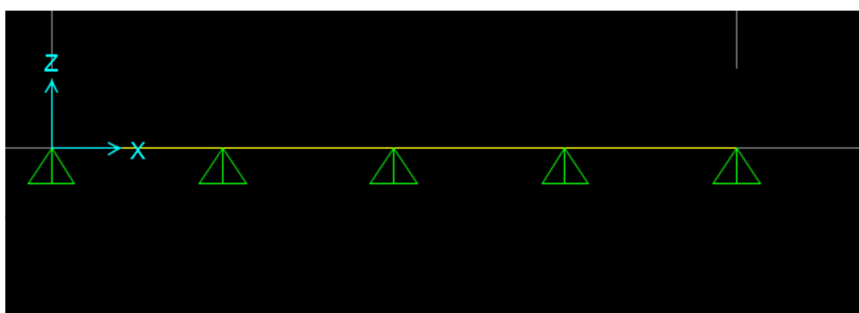


N_{Ed} (KN)	$M_{Ed,3}$ (KNm)	$V_{Ed,2}$ (KN)
0	-5	8,1

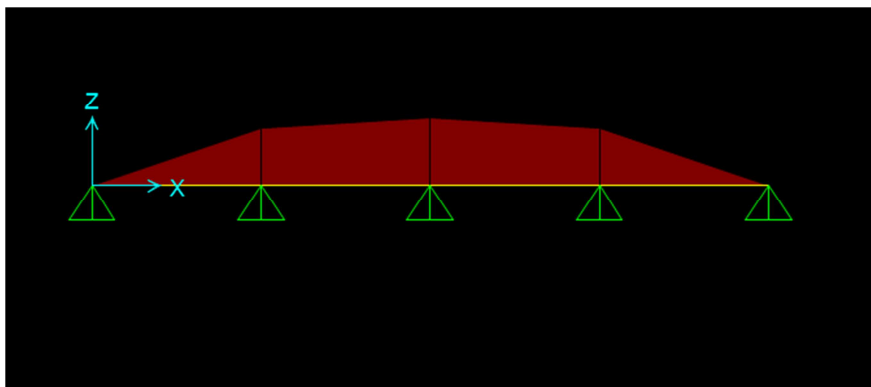
N_{Rd} (KN)	M_{Rd3} (KNm)	V_{Rd2} (KN)	$M_{N,Rd3}$ (M-N)	Int. M-N-V
611	24,4	122,7	-	-

3.1.5. FUSTA ESTRCTURAL

Model 2D:



Moment 3-3:



$M_{Ed,3}$ (KNm)
-0,0181

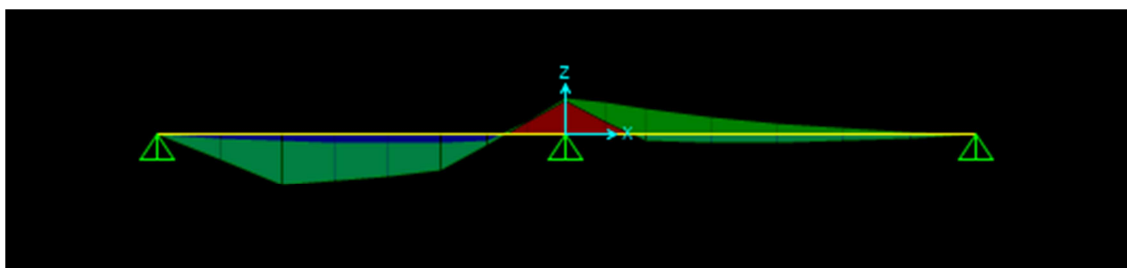
M_{Rd3} (KNm)
0,4

3.1.6. LLOSA DE FORMIGÓ

La llosa patirà una flexió local i s'ha de dimensionar les armadures necessàries per a resistir-la. També s'ha de verificar que resisteixi el tallant.

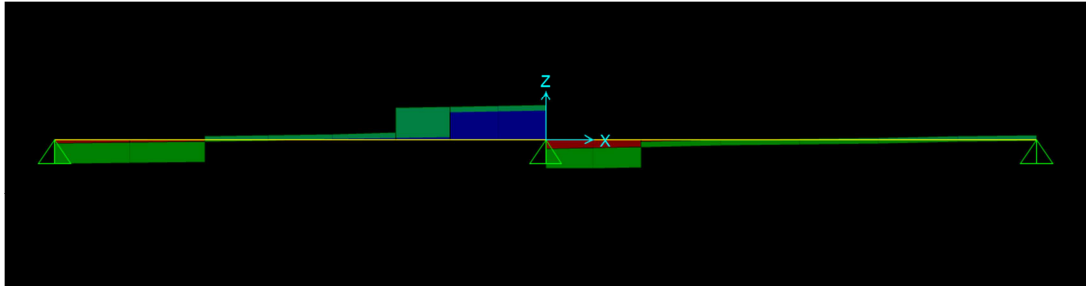
Moments:

$M_{Ed} = 193 \text{ KNm}$



Tallants:

$$V_{Ed} = 306 \text{ KN}$$



$$T = 100 \text{ anys}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$r = 45 \text{ mm}$$

3.1.6.1. Dimensionament a flexió simple (grup de càrregues 1)

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$x_f = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \cdot d$$

$$x_{lim} = 0,625d$$

$$M_f = 0,8 \cdot U_o \cdot x_f \left(1 - 0,4 \cdot \frac{x_f}{d}\right)$$

$$\text{Si } M_f \geq M_d \quad \rightarrow \quad U_{s2} = 0 \quad \text{i} \quad U_{s1} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_o \cdot d}}\right)$$

$$U_o = 5550 \text{ KN}$$

$$d = 185 \text{ mm}$$

$$x_{lim} = 115,63 \text{ mm}$$

$$x_f = 114,1 \text{ mm}$$

$$M_f = 381,62 \text{ KNm} \geq 193 \text{ KNm}$$

$$U_{S2} = 0$$

$$U_{S1} = 1165,65 \text{ KN}$$

$$A_S = 2679,7 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{9\Phi 20 \text{ cada } 1,5 \text{ m}} \rightarrow \mathbf{s = 140 \text{ mm}}$$

3.1.6.2. Dimensionament a flexocompressió recta (grup de càrregues 2)

$$e = \frac{M_d}{N_d} + d - \frac{h}{2}$$

$$\text{Si } N_d \cdot e < 0,375 \cdot U_o \cdot d \rightarrow U_{S2} = 0 \quad i \quad U_{S1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot N_d \cdot e}{U_o \cdot d}}\right)$$

$$e = 8,32 \text{ m} > 0,6 \cdot 0,187 \rightarrow \text{grans excentricitats} \rightarrow \text{armadura no simètrica}$$

$$401,81 > 141,55 \rightarrow U_{S2} = 0$$

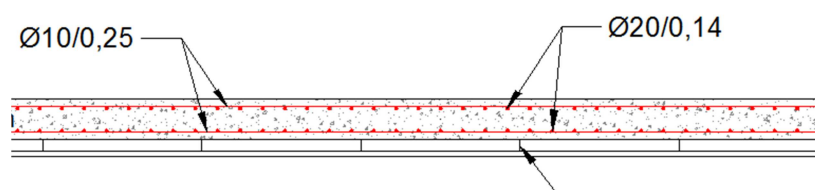
$$U_{S1} = 814,88 \text{ KN} \text{ (es més desfavorable en el cas del grup de càrregues 1)}$$

3.1.6.3. Quantia mínima geomètrica

La quantia mínima geomètrica per a lloses és de 1,8 ‰ $\rightarrow 675 \text{ mm}^2$

$$A_{S1} = 337,5 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{5\Phi 10 \text{ (cada } 1,5 \text{ m)}} \rightarrow \mathbf{s = 250 \text{ mm}}$$

Resultat final:



3.1.6.4. Comprovació a tallant

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

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

$$V_{u2} = \frac{I \cdot b_o}{S} \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_I \sigma'_{cd} f_{ct,d}}$$

$$V_{u1} = 1 \cdot 12000 \cdot 1,5 \cdot 0,187 \cdot 1 = 3366 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 306 \text{ KN} \leq V_{u1} \quad \text{Compleix!!}$$

$$V_{u2} = \frac{1,95 \cdot 10^{-3} \cdot 1,5}{0,0117} \sqrt{20000^2 + 0} = 5000 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 306 \text{ KN} \leq V_{u2} \quad \text{Compleix!!}$$

3.1.7. PRELLOSES

D'acord amb el procés constructiu previst, el formigonat de la llosa requereix l'ús de prelloses, les quals serviran d'encofrat perdut. En aquest apartat es procedeix al seu dimensionament tenint en compte que les úniques accions a considerar seran les següents:

- Pes propi de les prelloses
- Pes de l'operari: 1 KN/m
- Pes del formigó fresc: 6,5 KN/m

Dimensions de les prelloses:

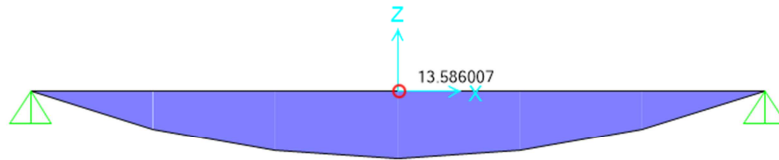
- Alçada: 0,075 m
- Amplada: 1 m
- Llargada: 3 m

3.1.7.1. Dimensionament

Els esforços provocats per les accions considerades són els següents:

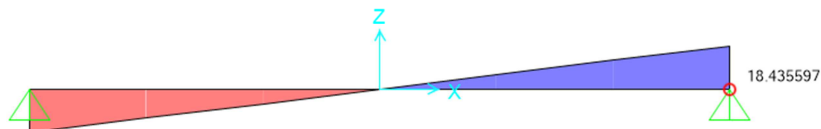
Moments:

$$M_d = 13,59 \text{ KNm}$$



Tallants:

$$V_d = 18,44 \text{ KN}$$



$$T = 100 \text{ anys}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 26,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$r = 30 \text{ mm}$$

Estem davant d'un cas de flexió simple:

$$d = 75 - 30 - 8 = 37 \text{ mm}$$

$$x_{lim} = 0,625 \cdot 45 = 23,13 \text{ mm}$$

$$x_f = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,002175} \cdot 37 = 22,9 \text{ mm}$$

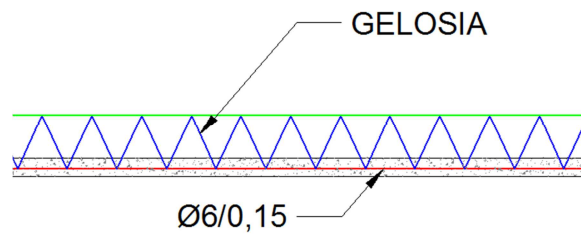
$$U_o = 26700 \cdot 1 \cdot 0,037 = 987,9 \text{ KN}$$

$$M_f = 0,8 \cdot 987,9 \cdot 0,0229 \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{0,0229}{0,037}\right) = 13,62 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

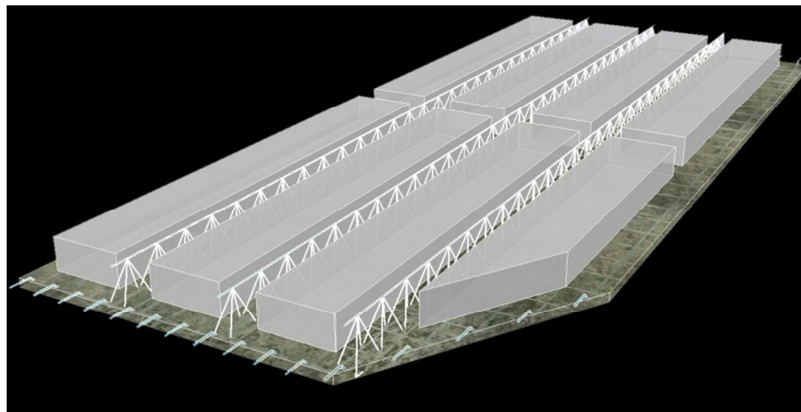
$$\text{Com } M_f \geq M_d \rightarrow U_{S2} = 0 \quad i \quad U_{S1} = 987,9 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,59}{987,9 \cdot 0,037}}\right) = 487,66 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{487660}{435} = 1121 \text{ mm}^2 \rightarrow 6\emptyset 16 \quad (s = 150 \text{ mm})$$

$$s \geq \begin{cases} \emptyset \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$



A més a més les prelloses disposen d'unes armadures en forma de gelosia que li proporciona rigidesa de cara el muntatge i resistència a la tracció longitudinal i transversal requerida per al muntatge i l'acabat final.



3.1.8.2. Determinació profunditat de la sabata

Tal i com s'ha explicat en "*annex 6 Hidràulica i Hidrologia*" el tram del riu Congost on està planejada l'obra té un comportament d'acreció, això vol dir que no hi ha erosió general permanent i que en comptes de perdre sediment en guanya. Això es degut a que es van dissenyar unes costelles de formigó que el que fan es retenir el sediment.

Això no vol dir que sí que es pugui produir erosió transitòria deguda a una avinguda puntual. Aquest tipus d'erosió no es permanent ja que a mesura que el calat del riu disminueix es torna a recuperar la cota del fons del riu, de tal manera que un cop a passat l'avinguda el fons del riu torna gairebé al seu estat inicial.

Aquest fenomen és molt difícil de predir i els mètodes que s'utilitzen tan sols són una llunyana representació dels fenòmens físics que realment tenen lloc.

El mètode utilitzat és el descrit en el llibre *INGENIERIA DE RIOS* de JUAN P. MARTIN VIDAE i s'anomena el mètode de "velocitat crítica i aigua clara":

$$V_{cr} = 21 \left(\frac{R_h}{D_{50}} \right)^{1/6} \cdot (0,0924 \cdot D_{84})^{1/2}$$

En cas d'avinguda el fons es rebaixa fins que la velocitat mitjana de la secció és igual a la velocitat crítica. A partir d'aquell moment la tensió tangencial no és prou forta com per transportar més sediments.

Dades extretes de "*annex 6 Hidràulica i Hidrologia*" :

$D_{50} = 31,3 \text{ mm}$

$D_{84} = 110,4 \text{ mm}$

$n = 0,042$

$i = 0,01148$

Resolvent el sistema d'equacions ens dona que per una $y = 2,34 \text{ m}$ la velocitat crítica s'igualava amb la velocitat mitja de la secció ($4,32 \text{ m/s}$) i per tant aquesta serà la profunditat màxima d'erosió general transitòria.

3.1.8.3. Condicions i hipòtesis de càlcul

$$\gamma = 17,6 \text{ KN}/\text{m}^3$$

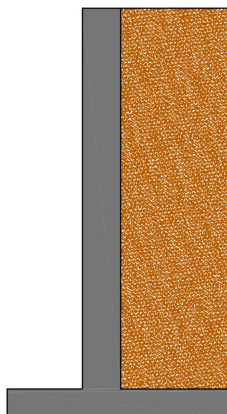
$$\varphi = 33^\circ$$

$$c' = 0$$

$$q = 10 \text{ KN}/\text{m}^2 \text{ (segons IAP)}$$

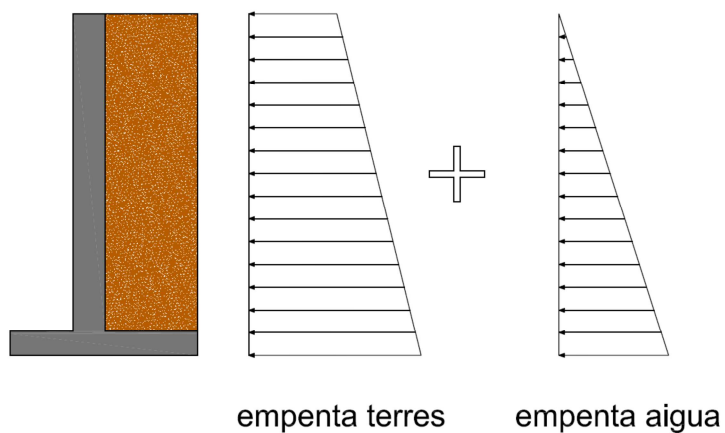
$$P = 15890 \text{ KN (ELU)} \text{ i } 10211 \text{ KN (ELS quasipermanent)}$$

- La hipòtesi de càlcul més desfavorable és la que es considera que tot el extradós de l'estrep està saturat degut a que hi ha hagut una avinguda que ha fet pujar la cota del riu fins al màxim (o bé hi ha hagut un desbordament) i els sistemes de drenatge han fallat. Per altra banda es considera que el nivell del riu a baixat ràpidament mentre que en el extradós l'aigua encara no ha tingut temps de baixar el seu nivell freàtic. De tal manera que no es consideraran empentes passives, així s'està del cantó de la seguretat.
- El mètode de càlcul emprat és el mètode americà, en que es considera que es genera una nova geometria (terres considerades com a mur):

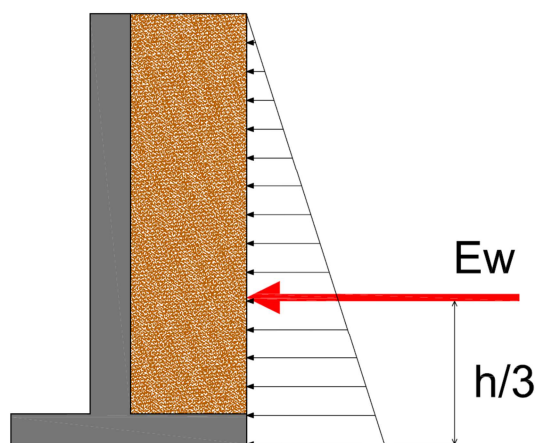


3.1.8.4. Càlcul de les empentes

Les empentes vindran degudes a la terra de l'extradós (les de l'intradós no es tenen en compte ja que en cas d'avinguda hi pot haver una erosió que les faci desaparèixer) considerant la sobrecàrrega repartida i l'empenta de l'aigua:



EMPENTA AIGUA

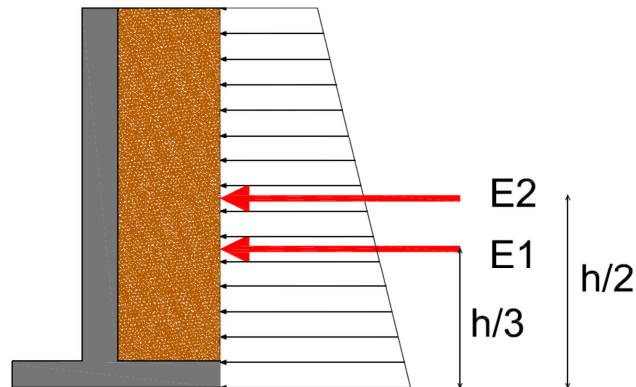


$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$K_w = 1$$

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot K_w \cdot h^2 = 0,5 \cdot 10 \cdot 1 \cdot 6,4^2 = 204,8 \text{ KN/m}$$

EMPENTA DE LES TERRES



$$E_s = E_1 + E_2$$

$$\gamma' = \gamma_n - \gamma_w = 17,6 - 10 = 7,6 \text{ KN/m}^3$$

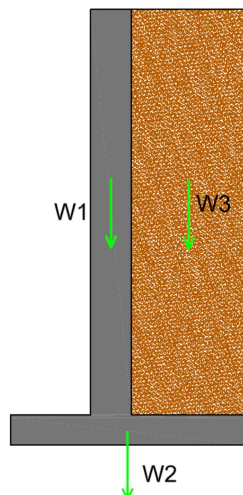
$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \frac{1 - \sin 33}{1 + \sin 33} = 0,29$$

$$E_1 = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma' \cdot h^2 = 0,5 \cdot 0,29 \cdot 7,6 \cdot 6,4^2 = 45,14 \text{ KN/m}$$

$$E_2 = q \cdot K_a \cdot h = 10 \cdot 0,29 \cdot 6,4 = 18,56 \text{ KN/m}$$

3.1.8.5. Comprovacions

a) COMPROVACIÓ A LA BOLCADA



$$\text{Pes mur } W_1 = 3,57 \cdot 25 = 89,25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Pes sabata } W_2 = 1,58 \cdot 25 = 39,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Pes terres } W_3 = 10,27 \cdot 20 = 205,4 \text{ KN/m}$$

$$FS_{bolcada} = \frac{\sum M_{estabilitzadors}}{\sum M_{bolcadors}} = \frac{89,3 \cdot 1,48 + 39,5 \cdot 1,75 + 205,4 \cdot 2,65 + 567,3 \cdot 1,48}{204,8 \cdot 2,13 + 45,14 \cdot 2,13 + 18,56 \cdot 3,2} = 2,68 > 1,5$$

Compleix!!

b) COMPROVACIÓ AL LLISCAMENT

$$FS_{lliscament} = \frac{\sum T_{resistents}}{\sum T_{desestabilitzadores}} = \frac{(567,3 + 89,25 + 39,5 + 205,4) \cdot \tan(0,8 \cdot 33)}{204,8 + 45,14 + 18,56} = 1,67 > 1,5$$

Compleix!!

c) SEGURETAT A L'ENFONSAMENT

$$FS = \frac{P_h}{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{P}{A} = \frac{15890 + 5346,4}{56} = 379,22 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = q' N_q d_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

$$q' = D \cdot \gamma' = 4,11 \cdot 7,6 = 31,24 \text{ KN/m}^2$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \varphi)} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{(\pi \cdot \tan 33)} \cdot \tan^2(45 + 16,5) = 26,09$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi = 2(26,09 + 1) \tan 33 = 35,18$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} = 1 + 2 \tan 33 (1 - \sin 33)^2 \frac{4,11}{3,5} = 1,316$$

$$d_\gamma = 1$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi = 1 + \frac{3,5}{16} \tan 33 = 1,14$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} = 1 - 0,4 \frac{3,5}{16} = 0,91$$

$$i_q = i_\gamma = 1$$

$$P_h = 31,24 \cdot 26,09 \cdot 1,316 \cdot 1,14 \cdot 1 + 0,5 \cdot 7,6 \cdot 3,5 \cdot 35,18 \cdot 1 \cdot 0,91 \cdot 1 = 1648,56 \text{ KN/m}^2$$

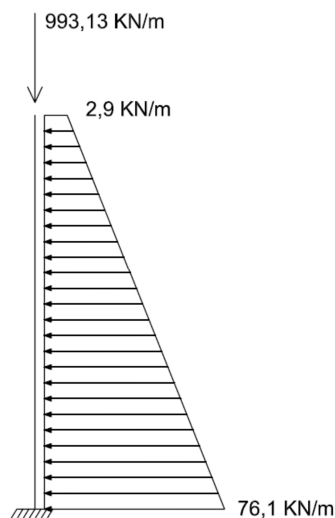
$$FS = \frac{P_h}{\sigma_{adm}} = \frac{1648,56}{379,22} = 4,35 > 3 \quad \text{Complex!!}$$

3.1.8.6. Dimensionament armadures part vertical (mur)

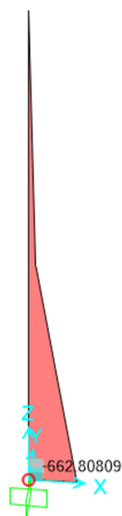
Per dimensionar les armadures de l'estrep primer es calcularan els esforços que produeixen la carrega puntual deguda al taulell i l'empenta de les terres i l'aigua:

$$q \cdot K_a = 10 \cdot 0,29 = 2,9 \text{ KN/m}$$

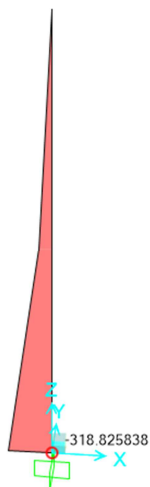
$$\gamma_w \cdot K_w \cdot h + \gamma' \left(h + \frac{q}{\gamma'} \right) K_a = 10 \cdot 1 \cdot 6 + 7,6 \left(6 + \frac{10}{7,6} \right) \cdot 0,29 = 76,1 \text{ KN/m}$$



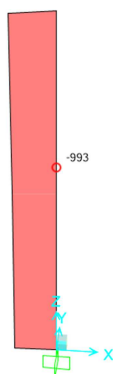
$M_d = -663 \text{ KNm}$



$V_d = -319 \text{ KN}$



$N_d = -993 \text{ KN}$



CÁLCUL ARMADURA

$$T = 100 \text{ anys}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$r = 45 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 0,545 \text{ m}$$

$$e = 0,91 \text{ m} \rightarrow e > 0,6d = 0,327 \text{ m} \rightarrow \text{armadura no simètrica} \\ (\text{grans excentricitats})$$

$$U_o = 10900 \text{ KN}$$

$$U_{S2} = 0$$

$$U_{S1} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot N_d \cdot e}{U_o \cdot d}} \right) - N_d = 815 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{815000}{435} = 1873,5 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{6\Phi 20} \text{ (cada m)} \rightarrow \mathbf{s = 140 \text{ mm}}$$

$$S \geq \begin{cases} \emptyset \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

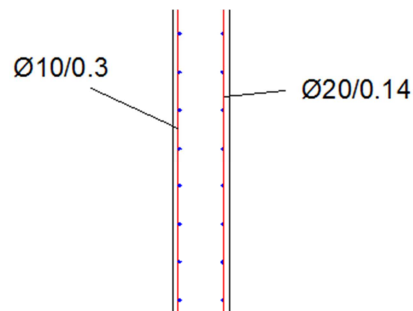
Armadura mínima geomètrica (cara de tracció): $0,9 \text{ ‰} = 540 \text{ mm}^2$

Armadura mínima mecànica (cara compressió): $A_{S2} = 0,3 \cdot A_{S2,min,geo} = 162 \text{ mm}^2$

$$A_{S2} = 162 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{3\Phi 10} \text{ (cada m)} \rightarrow \mathbf{s = 300 \text{ mm}}$$

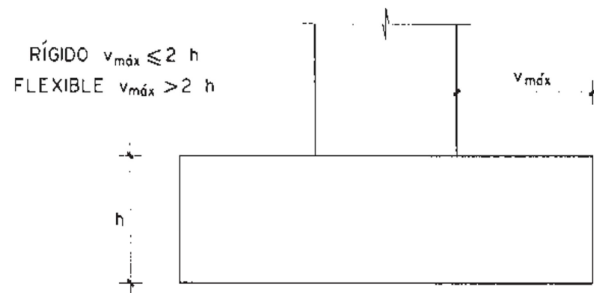
$$S \geq \begin{cases} \emptyset \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

Per evitar el vinclament de les barres es disposarà una "armadura de pell" de $\Phi 10$ cada 300 mm.



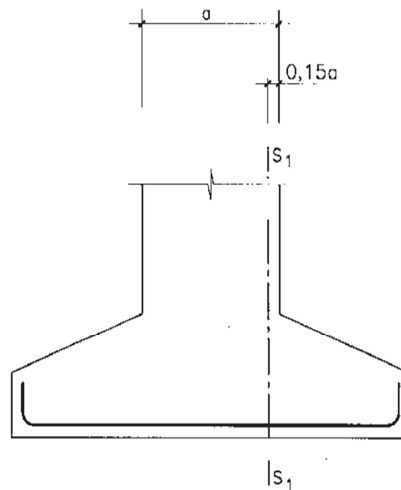
3.1.8.7. Dimensionament armadures part horitzontal (sabata)

Per al càlcul d'armadures de sabates primer de tot s'ha de distingir entre sabata rígida i sabata flexible:

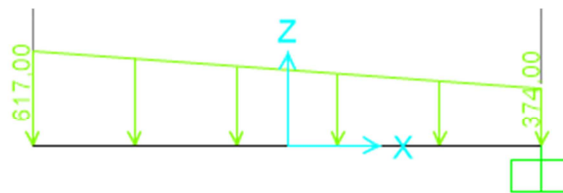
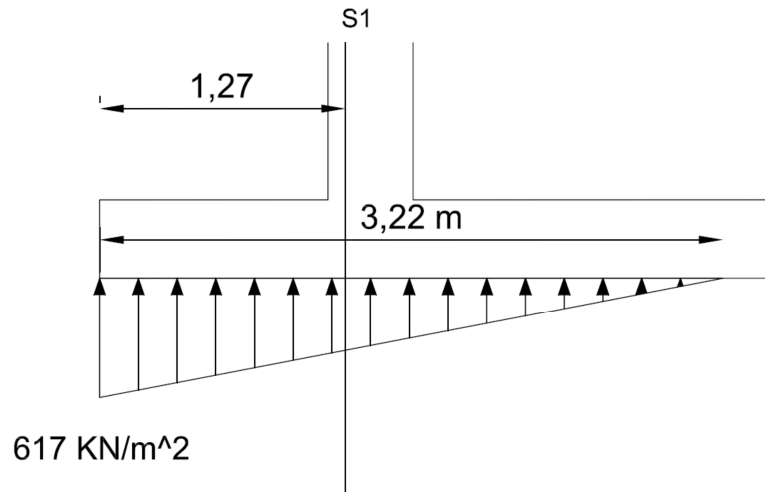


$$V_{max} = 1,73 > 2 \cdot 0,45 = 0,9 \rightarrow \text{sabata flexible}$$

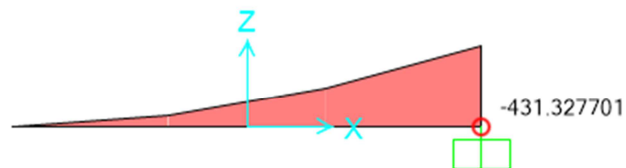
En aquest tipus de sabates s'aplica la teoria general de flexió simple agafant el moment que es produeix en una secció de referència definida per la EHE com $0,15 \cdot a$:



Per a calcular el moment primer hem de trobar la llei de tensions:



$$M_d = - 432 \text{ KNm}$$



CALCUL ARMADURES

$$T = 100 \text{ anys}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$r = 45 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 395 \text{ mm}$$

$$x_f = 244 \text{ mm}$$

$$U_o = 7900 \text{ KN}$$

$$M_f = 1161 \text{ KNm}$$

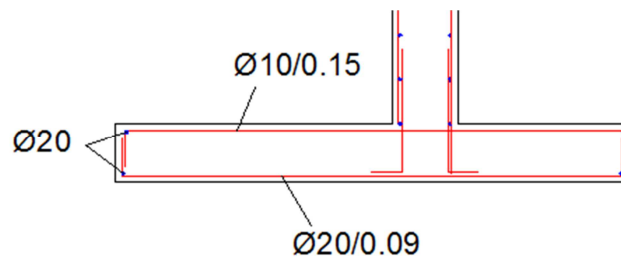
$$M_f > M_d \quad \rightarrow \quad U_{S2} = 0$$

$$U_{S1} = 1182 \text{ KN}$$

$$A_{S1} = 2718 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{9\phi 20 \text{ (cada metre)}} \rightarrow \mathbf{s = 90 \text{ mm}}$$

$$s \geq \begin{cases} \phi \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{S2,min} = 1,8 \cdot \frac{A_c}{1000} = 810 \text{ mm}^2 = 405 \text{ mm}^2 \text{ en cada cara} \rightarrow \mathbf{6\phi 10 \text{ (cada metre)}} \rightarrow \mathbf{s = 150 \text{ mm}}$$

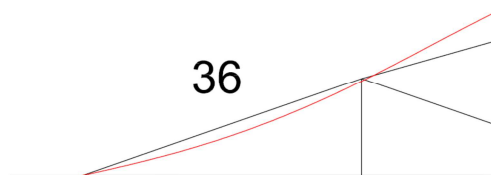


3.2. ESTAT LÍMIT ÚLTIM DE VINCLAMENT

Per a seccions tancades es pot ometre la comprovació a vinclament lateral (EAE), per tant només haurem de comprovar el vinclament a compressió.

3.2.1. CORDÓ SUPERIOR EN EL PLA DE L'ARC

Es fa la comprovació per a la barra més desfavorable del cordó superior (barra 36 \rightarrow L = 6,52 m i $N_{Ed} = -25212 \text{ KN}$)



Nº barra	N _{Ed} (KN)	M _{Ed,3} (KNm)	V _{Ed,2} (KN)	M _{Ed,2} (KNm)	V _{Ed,3} (KN)
36	-25212	13100	1213	2586	-460

Nº barra	N _{Rd} (KN)	M _{Rd3} (KNm)	V _{Rd2} (KN)	M _{Rd2} (KNm)	V _{Rd3} (KN)
36	68657	29501	13773	27289	18692

$$L_{cr} = L = 6,52 \text{ m}$$

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}(z) = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$\lambda = \frac{L}{i_y}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E}$$

$$\lambda_E = 93,9\epsilon$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$i_y = 0,47$$

$$\lambda = 13,87$$

$$\bar{\lambda} = 0,18$$

$$\Phi = 0,51$$

$$\chi = 1$$

$$\text{Verifica que } N_{Ed} \leq N_{b,Rd}(z) \rightarrow 25212 \text{ KN} \leq 62415 \text{ KN}$$

Per fer la comprovació general d'inestabilitat per a elements sotmesos a compressió i a flexió al voltant dels seus eixos principals s'utilitza la següent expressió:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{C_{my}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\gamma_{M1}} + \frac{C_{mz}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

C_{my} i C_{mz} són coeficients que tenen en compte la distribució de moments flectors segons els eixos principals de flexió:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_{Ed,min}}{M_{Ed,max}} \right) \geq 0,4$$

$$N_{cry} = 2.091.612 \text{ KN}$$

$$N_{crz} = 1.862.461 \text{ KN}$$

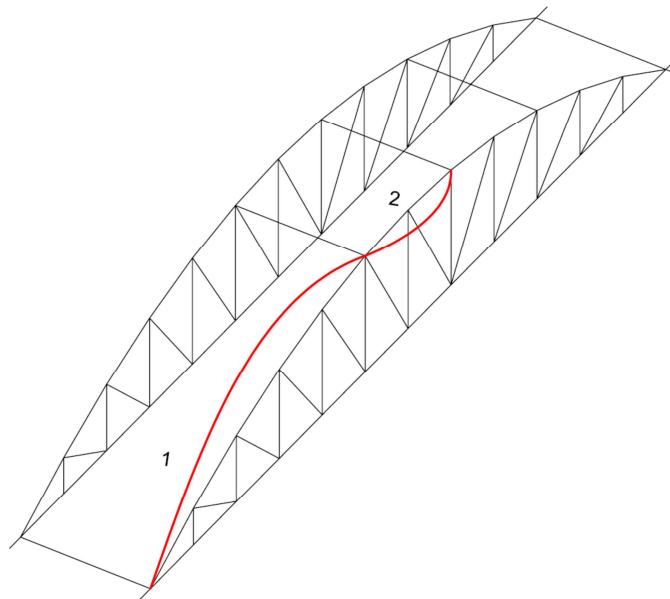
$$C_{my} = 0,995$$

$$C_{mz} = 0,534$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{C_{my}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{C_{mz}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \mathbf{0,95} \leq \mathbf{1,0}$$

Compleix!!

3.2.2. CORDÓ SUPERIOR EN EL PLA PERPENDICULAR A L'ARC



3.2.2.1. Cas 1

$$L = 25,5 \text{ m}$$

$$N_d = 25212 \text{ KN}$$

$$M_{d2} = 3143 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd2} = 27289 \text{ KNm}$$

$$M_{d3} = 13109 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd3} = 29501 \text{ KNm}$$

$$L_{cr} = 25,5 \text{ m}$$

$$i_z = 0,44$$

$$\lambda = 58$$

$$\bar{\lambda} = 0,76$$

$$\Phi = 0,83$$

$$\chi = 0,86$$

$$\text{Verifica que } N_{Ed} \leq N_{b,Rd}(z) = 25212 \text{ KN} \leq 53677 \text{ KN}$$

$$N_{cry} = 136740 \text{ KN}$$

$$N_{crz} = 121759 \text{ KN}$$

$$C_{my} = 0,6$$

$$C_{mz} = 0,59$$

$$\mathbf{0,92 \leq 1 \text{ Compleix}}$$

3.2.2.2. Cas 2

$$L = 12,36 \text{ m}$$

$$N_d = 18897 \text{ KN}$$

$$M_{d2} = 2283 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd2} = 12851 \text{ KNm}$$

$$M_{d3} = 2315 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd3} = 12851 \text{ KNm}$$

$$L_{cr} = 12,36 \text{ m}$$

$$i_z = 0,37$$

$$\lambda = 33,4$$

$$\bar{\lambda} = 0,44$$

$$\Phi = 0,61$$

$$\chi = 0,97$$

$$\text{Verifica que } N_{Ed} \leq N_{b,Rd}(z) \rightarrow 18897 \leq 33945 \text{ KN}$$

$$N_{cry} = 204861 \text{ KN}$$

$$N_{crz} = 204861 \text{ KN}$$

$$C_{my} = 0,77$$

$$C_{mz} = 0,68$$

$$0,87 \leq 1 \text{ Compleix!}$$

3.2.3. DIAGONALS

	Lcr (m)	iz=iy	λ	$\bar{\lambda}$	Φ	χ	NbRd (KN)
2	4,87	0,0955	50,99	0,67	0,75	0,91	2483,39
4	6,06	0,0955	63,46	0,83	0,89	0,84	2291,85
6	7	0,0955	73,30	0,96	1,01	0,76	2067,11
8	7,7	0,0955	80,63	1,06	1,11	0,68	1868,85
10	8,13	0,0955	85,13	1,11	1,18	0,64	1743,96
12	8,13	0,0955	85,13	1,11	1,18	0,64	1743,96
14	7,7	0,0955	80,63	1,06	1,11	0,68	1868,85
16	7	0,0955	73,30	0,96	1,01	0,76	2067,11
18	6,06	0,0955	63,46	0,83	0,89	0,84	2291,85
20	4,87	0,0955	50,99	0,67	0,75	0,91	2483,39

NEd (KN)	Ncr (KN)	Cmy	Cmz	M _{Ed,3} (KNm)	M _{Ed,2} (KNm)	MRd3 = MRd2 (KNm)	Comprovacio inestabilitat
-825,00	6764,01	0,81	0,67	23	-13	246	0,47
-1016,00	4368,34	0,95	0,45	11	-32	246	0,59
-749,00	3273,90	0,73	0,42	10	-50	246	0,53
-607,00	2705,71	0,82	0,41	9	-65	246	0,52
-440,00	2427,06	0,83	0,5	8	-62	246	0,46
-584,00	2427,06	0,83	0,5	9	29	246	0,46
-748,00	2705,71	0,82	0,41	10	61	246	0,61
-826,00	3273,90	0,73	0,42	-12	45	246	0,57
-1053,00	4368,34	0,95	0,45	12	28	246	0,60
-873,00	6764,01	0,81	0,67	22	11	246	0,48

3.3. ELU FATIGA

S'ha de comprovar que en cap punt del pont la diferència de tensions sota la càrrega de fatiga multiplicada per un coeficient dinàmic no supera el valor de resistència a la fatiga en aquell punt, dividit per un coeficient de resistència:

$$\Delta\sigma_{SF} \leq \frac{\Delta\sigma_{RF}}{\gamma_{MF}}$$

$\Delta\sigma_{SF}$ = diferència de tensions degut a la càrrega de fatiga ($\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$)

$\Delta\sigma_{RF}$ = resistència envers la fatiga de la secció considerada

γ_{MF} = factor parcial de seguretat per a la resistència a la fatiga

$$\Delta\sigma_{RF} = \Delta\sigma_f \left[\frac{2 * 10^6}{N_{eq}} \right]^{1/3}$$

$\Delta\sigma_f$ = categoria del detall, que correspon a la seva resistència envers la fatiga definida per a 2×10^6 cicles.

N_{eq} = nombre de cicles equivalents per els quals la càrrega de fatiga provoca els mateixos danys que el trànsit real.

Per a les tensions tangencials es fa de manera anàloga:

$$\Delta\tau_{SF} \leq \frac{\Delta\tau_{RF}}{\gamma_{MF}}$$

$$\Delta\tau_{RF} = \Delta\tau_f \left[\frac{2 * 10^6}{N_{eq}} \right]^{1/5}$$

Quan es produeixen tensions normals i tangencials simultàniament s'ha de comprovar:

$$\left[\frac{\Delta\sigma_{SF}}{\Delta\sigma_{RF}/\gamma_{MF}} \right]^3 + \left[\frac{\Delta\tau_{SF}}{\Delta\tau_{RF}/\gamma_{MF}} \right]^5 \leq 1$$

3.3.1. NOMBRE DE CICLOS EQUIVALENTS

El nombre de cicles equivalents N_{eq} esta indicat en la següent taula en funció del trànsit.

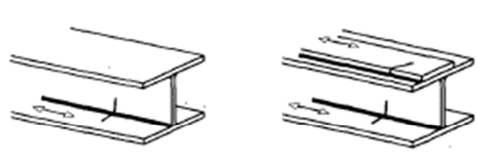
TABLA 9.3. NUMERO DE CICLOS EQUIVALENTES EN FUNCION DEL VOLUMEN DEL TRAFICO

Intensidad media de vehículos pesados por día laborable (250 días/año) y sentido de circulación	Número de ciclos equivalentes, N_{eq}
≤ 100	5×10^5
500	9×10^5
1000	$1,3 \times 10^6$
2000	$1,9 \times 10^6$
5000	$3,2 \times 10^6$
≥ 8000	5×10^6

Com que la IMD del present projecte és de 2000 v/d s'agafarà **una N_{eq} de $1,9 \times 10^6$ cicles.**

3.3.2. RESISTÈNCIA A LA FATIGA

La resistència a la fatiga ve definida segons la categoria dels detalls constructius. En el cas del present projecte on s'executarà una soldadura a tope el valor de la categoria del detall és 125.

CATEGORIA DEL DETALLE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	DESCRIPCION
125	 <p>[1] [2]</p>	<p>SOLDADURAS LONGITUDINALES CONTINUAS</p> <p>[1] Soldaduras automáticas a tope con penetración total, ejecutadas desde ambos lados.</p> <p>[2] Soldaduras en ángulo, automáticas. Los extremos de chapas de refuerzo deben ser verificados empleando el detalle 5 de la tabla 9.4.e).</p>

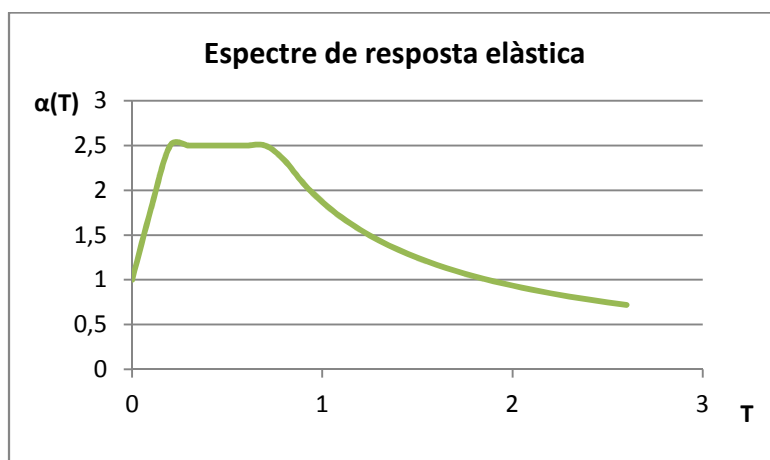
3.3.5. RESULTATS DEL CàLCUL AMB EL MODEL DE CàRREGA DE FATIG I COMPROVACIÓ

Secció	N	M ₃	M ₂	V ₃	V ₂	T	$\Delta\sigma_{SF}$ (MPa)	$\Delta\tau_{SF}$ (MPa)	$\frac{\Delta\sigma_{RF}}{\gamma_{MF}}$	$\frac{\Delta\tau_{RF}}{\gamma_{MF}}$	Comp. $\sigma \tau$
Cordo superior central	-819	168	-202	-21	30	81	19,79	2,95	94,2	93,5	0,009
Cordo superior extrems	-818	527	430	-63	38	209	18,35	3,07	94,2	93,5	0,007
Cordó inferior regular	782	206	-21	15	102	186	22,04	20,02	94,2	93,5	0,013
Cordó inferior suport	-0,9	465	-53	-34	294	-0,03	12,77	2,70	94,2	93,5	0,002
Muntants	196	47	-143	-36	18	-13	51,33	5,49	94,2	93,5	0,162
Diagonals	-91	1,4	-2	-0,4	-0,4	-2	15,12	0,18	94,2	93,5	0,004

Com es pot veure en la taula tots els elements de l'estructura compleixen la condició.

3.4. ELU SISMICITAT

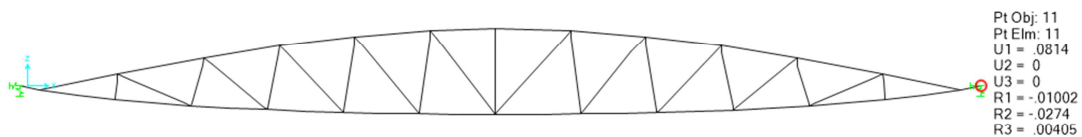
L'anàlisi sísmic es farà mitjançant un anàlisi estàtic amb SAP2000 en el qual s'introduirà l'espectre de resposta elàstica obtingut en l'Annex 5 "Geologia i geotècnia".



Seguint la Norma de construcció sismorresistent: ponts (NCSP-07) es multiplicarà la component vertical per un coeficient de 0,7. Al combinar les accions no es tindrà en compte el vent ni la neu.

El resultat ens dona que ELU sisme és menys desfavorable que l'ELU en situació persistent o transitoria i per tant l'estructurà resistirà perfectament.

El que si que es més desfavorable que el ELU en situacions persistents és en el desplaçament longitudinal, que és de 8,14 cm molt superior a 4,92 cm. Però com que la junta de calçada i els suports escollits permeten un desplaçament de 10 cm no hi ha cap problema.



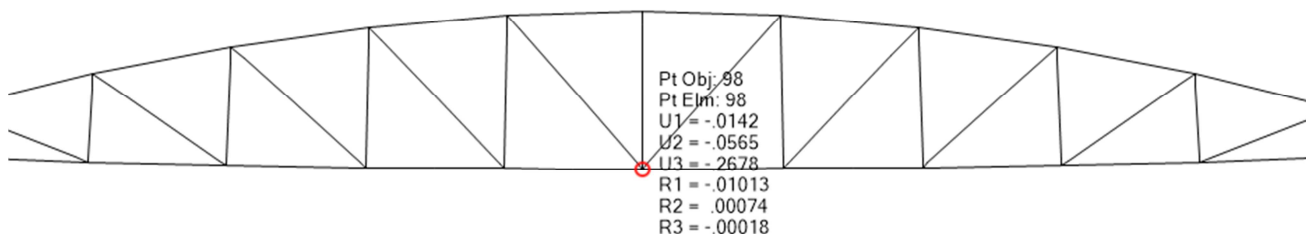
4. COMPROBACIONS RELATIVES A ESTATS LÍMIT DE SERVEI

4.1. ESTAT LÍMIT DE DEFORMACIONS DE L'ESTRUCTURA

En ponts de carretera la IAP recomana que la rigidesa del taulell sigui tal que, sota l'actuació del valor freqüent de les sobrecàrregues de trànsit, la flecha màxima no superi:

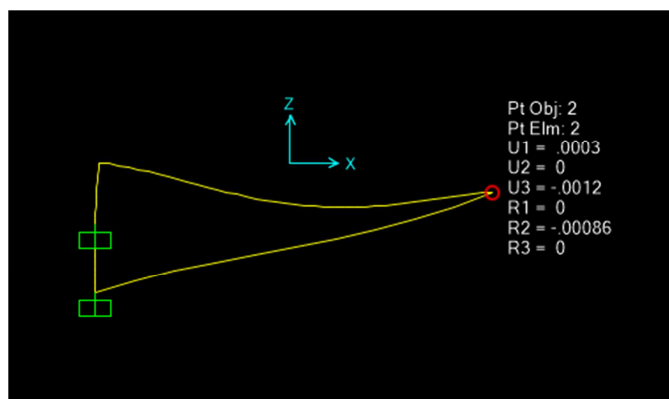
$L/1200$ en el cas de ponts urbans amb voreres transitables

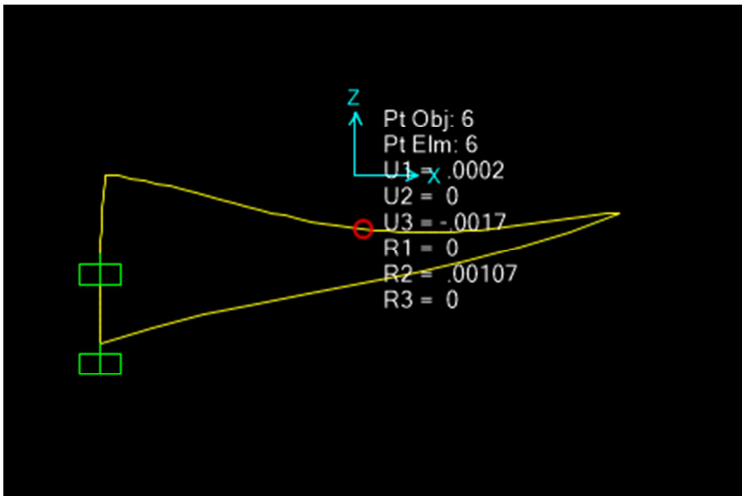
$L/1200 = 6,4$ cm



2,67 < 6,4 Compleix!!

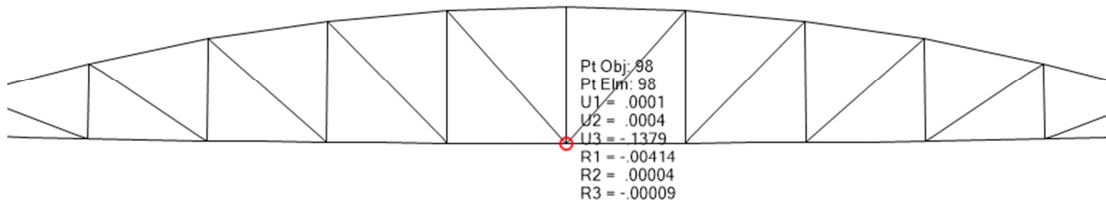
La IAP també recomana que per a taulells amb voladissos laterals importants, s'haurà de comprovar que la fletxa màxima no supera els 5 mm per a la sobrecàrrega d'ús freqüent:





0,0017 m < 0,005 m Compleix!!

També s'ha de mirar quina serà la fletxa instantània, és a dir, la provocada per a les càrregues permanents. Aquesta fletxa s'haurà de tenir en compte a l'hora de definir la geometria de l'estructura de tal manera que es disposi una contrafletxa que permeti que un cop muntada l'estructura, tingui una geometria el més semblant possible a la rasant teòrica establerta al projecte.



La contrafletxa serà de 14 cm.

4.2. ESTAT LÍMIT DE VIBRACIONS DE L'ESTRUCTURA

En el cas de ponts transitables com el del present projecte, s'ha de verificar que no es produeixen vibracions desagradables o que causin inquietud.

Aquestes condicions es compleixen quan la màxima acceleració vertical que pugui produir-se, en (m/s^2), no superi el valor de $0,5\sqrt{f_0}$ en cap punt transitable per vianants, sent f_0 la freqüència del primer mode de vibració vertical, expressada en hertz.

En absència de càlculs específics, l'acceleració màxima es admissible quan es compleixi la següent condició:

$$y_e \leq \sqrt{f_0} \frac{l f_0 - 18}{2000 \cdot f_0^2}$$

l = llum del vànel major

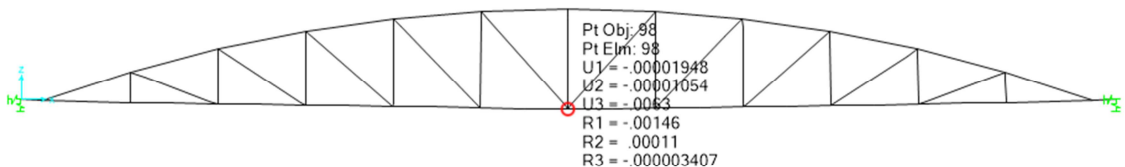
f_0 = freqüència del primer mode de vibració

Y_e = fletxa estàtica produïda per una sobrecàrrega de 10 KN/m^2 centrada en el vànel major i extesa en tot l'ample de calçada i a una longitud "a" (expressada en metres) de valor:

$$a = \frac{9}{b} + 0,06 l$$

b = amplada total de la calçada

$a = 5,9 \text{ m}$



$Y_e = 0,0063 \text{ m}$

$f_0 = 0,44 \text{ Hz}$

$Y_e = 0,0063 \text{ m} < 0,027 \text{ m}$ Compleix!

4.3. ESTAT LÍMIT DE PLASTIFICACIONS LOCALS

En aquest apartat es realitza la comprovació de que els diferents elements estructurals no superen els valors admissibles de tensions:

$\sigma_{co} < 0,75 f_y = 266,2$ MPa para la combinació freqüent

$\sigma_{co} < 0,9 f_y = 319,5$ MPa per a la combinació poc probable

on es la tensió de comparació de Von Mises.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y z}{I_y} + \frac{M_z y}{I_z}$$

$$\tau_t = \frac{T}{2 e A_m}$$

$$\tau_v = \frac{V m}{I t}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

Per a la combinació freqüent:

Secció	N	M ₃	M ₂	V ₃	V ₂	T	σ	τ	σ_{co}
Cordo superior central	-14265	1361	-812	-104	116	188	149532	8538	150
Cordo superior extrems	-12873	7482	1055	-203	680	622	187776	14680	189
Cordó inferior regular	13727	1323	-186	55	395	255	213958	64209	241
Cordó inferior suport	-23	7296	287	182	4594	-0.004	195275	41012	208
Muntants	1172	163	-539	-143	64	-29	210655	18443	213
Diagonals	850	7	-7	-2	-5	-7	118324	628	118

Per a la combinació poc probable:

Secció	N	M ₃	M ₂	V ₃	V ₂	T	σ	τ	σ _{co}
Cordo superior central	-16769	1625	-1611	-173	129	364	154874	14479	157
Cordo superior extrems	-18569	9553	513	-308	737	1013	237679	20180	240
Cordó inferior regular	17809	1616	361	154	478	-294	263330	78070	296
Cordó inferior suport	-38	9532	-266	-168	6007	-0,08	249128	53394	266
Muntants	1430	178	-808	-214	72	-48	302815	28282	307
Diagonals	1031	9	-10	-2	-5	-10	146128	891	146

Com es pot apreciar a les taules anteriors, es compleixen totes les restriccions de l'estat límit de plastificacions locals per a tots els elements que componen l'estructura.

4.4. ESTAT LÍMIT DE FISSURACIÓ

4.4.1. Llosa

A COMPRESSIÓ

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck,j}$$

$$\sigma_c = \frac{M_k \cdot x_{fis}}{I_{fis}}$$

$$I_{fis} = nA_{s1} \left(d - x_{fis} \right) \left(d - \frac{x_{fis}}{3} \right) + n \cdot A_{s2} \cdot \left(x_{fis} - d' \right) \cdot \left(\frac{x_{fis}}{3} - d' \right)$$

$$x_{fis} = d \cdot \left(n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \cdot \frac{d'}{d} \right)}{n \cdot \rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)^2}} \right) \right)$$

$$M_{k, \text{ poc probable}} = 129,4 \text{ KNm}$$

$$n = 7$$

$$A_{S1} = 2827,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{S2} = 392,7 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 = 0,0102$$

$$\rho_2 = 1,42 \cdot 10^{-3}$$

$$d = 185 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$x_{fis} = 57,74 \text{ mm}$$

$$I_{fis} = 417483658,9 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_c = 17,89 \text{ MPa} < 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa} \quad \text{Compleix!!}$$

A TRACCIÓ

$$W_k \leq W_{max}$$

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

$$s_m = 2c + 0,2S + 0,4K_1 \cdot \frac{\Phi A_{c,ef}}{A_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - K_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$M_{K, \text{ quasipermanent}} = 15 \text{ KNm}$$

$$c = 45 \text{ mm}$$

$$S = 140 \text{ mm}$$

$$K_1 = 0,125$$

$$\Phi = 20 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = 93750 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_s = 32 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 0,5$$

$$\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) = 3,017$$

$$\beta = 1,7$$

$$s_m = 151,16 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sm} = 6,4 \cdot 10^{-5}$$

$$W_k = 0,0164 < 0,3 \quad \text{Compleix!!}$$

4.4.2. Mur estrep

A COMPRESSIÓ

$$M_{k, \text{ poc probable}} = 131,54 \text{ KNm}$$

$$n = 7$$

$$A_{s1} = 1884,96 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 235,6 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 = 3,46 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_2 = 4,32 \cdot 10^{-4}$$

$$d = 545 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$x_{fis} = 106,7 \text{ mm}$$

$$I_{fis} = 2944828517 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_c = 4,76 \text{ MPa} < 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa} \quad \text{Compleix!!}$$

A TRACCIÓ

$$M_{k, \text{ quasipermanent}} = 96,7 \text{ KNm}$$

$$c = 45 \text{ mm}$$

$$S = 140 \text{ mm}$$

$$K_1 = 0,125$$

$$\Phi = 20 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = 150000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_s = 100,75 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 0,5$$

$$\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right) = 1,8$$

$$\beta = 1,7$$

$$s_m = 197,58 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sm} = 2,015 \cdot 10^{-4}$$

$$W_k = 0,067 < 0,3 \quad \text{Compleix!!}$$

4.4.3. Sabata estrep

A COMPRESSIÓ

$$M_{k, \text{ poc probable}} = 270,7 \text{ KNm}$$

$$n = 7$$

$$A_{S1} = 2827,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{S2} = 471,23 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 = 7,16 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_2 = 1,19 \cdot 10^{-3}$$

$$d = 395 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$x_{fis} = 105,37 \text{ mm}$$

$$I_{fis} = 2060130572 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_c = 13,85 \text{ MPa} < 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa} \quad \text{Compleix!!}$$

A TRACCIÓ

$$M_{k, \text{ quasipermanent}} = 233,4 \text{ KNm}$$

$$c = 45 \text{ mm}$$

$$S = 90 \text{ mm}$$

$$K_1 = 0,125$$

$$\Phi = 20 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = 112500 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_s = 229,69 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$K_2 = 0,5$$

$$\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right) = 0,42$$

$$\beta = 1,7$$

$$s_m = 147,79 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sm} = 1,047 \cdot 10^{-3}$$

$$W_k = 0,263 < 0,3 \quad \text{Compleix!!}$$

5. Càlcul de la connexió

Les corretges del taulell treballen solidàriament amb la llosa de formigó gràcies a la connexió entre els dos elements que ve donada per uns pernns. A continuació es mostren els càlculs realitzats per a la seva comprovació:

5.1. GENERALITATS

Característiques dels pernns:

$$h_{sc} = 200 \text{ mm}$$

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

A la taula següent hi ha les especificacions més detallades sobre la connexió a emprar, així com les exigències constructives exigides per el "Eurocódigo 4".

Paràmetre	Valor	Exigència	Valor
Diàmetre del plançó del pern d	19 mm	13,16 i 19	-
Alçada h_{sc} del pern	200 mm	$h_{sc} \geq 4d$	76 mm
Diàmetre del cap del pern Φ_c	40 mm	$\Phi_c \geq 1,5d$	28,5 mm
Alçada del cap del pern h_c	10 mm	$h_c \geq 0,4d$	7,6 mm
e_{xapa} a la que es solda	18,5 mm	$d \leq 2,5 e_{xapa}$	46,25 mm

Com es pot veure en la taula anterior, el pern connector compleix totes les exigències imposades.

5.2. Càlcul de l'esforç rasant

S'ha optat per considerar que hi ha una connexió total, és a dir, que l'esforç rasant de càlcul pot determinar-se a partir del màxim axil que pot discórrer ja sigui per la secció parcial d'acer o per la secció parcial de formigó. De tal manera que tenim:

$$V_l = 8121,05 \text{ KN}$$

5.3. CÀLCUL DE LA CAPACITAT RESISTENT ÚLTIMA DELS CONNECTADORS

La resistència última de cada un dels perns, segons "Eurocódigo 4" ve definida pel valor mínim entre els dos valors següents: la capacitat del pern o la ruptura del formigó:

$$\text{Ruptura del pern: } P_{Rd,1} = 0,8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_V$$

$$\text{Ruptura del formigó: } P_{Rd,2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5} / \gamma_V$$

$$\alpha = 0,2 \left[\frac{h}{d} + 1 \right] = 2,3 \text{ (no por ser major que 1)} \rightarrow 1$$

$$\gamma_V = 1,25 \text{ (coeficient parcial de seguretat)}$$

$$P_{Rd,1} = 0,8 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot \frac{(\pi \cdot 0,019^2)}{4} / 1,25 = 90,73 \text{ KN}$$

$$P_{Rd,2} = 0,29 \cdot 1 \cdot 0,019^2 \cdot \frac{(30 \cdot 28576 \cdot 10^6)^{0,5}}{1,25} = 77,55 \text{ KN}$$

Per tant la capacitat última resistent dels perns connectors serà 77,55 KN.

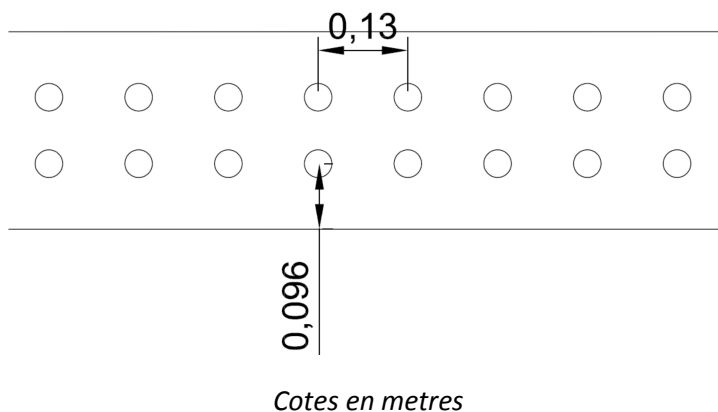
5.4. NÚMERO DE CONNECTORS I DISTRIBUCIÓ

El número de connectadors necessaris per al bon funcionament de la secció ve determinat per l'expressió:

$$N = \frac{V_I}{P_{Rd}} = \frac{8121,05}{77,55} = 105 \text{ perns}$$

Així que el número de perns necessaris és de 105 per cada corretja. Tenint en compte que es disposaran en dues fileres, **el número total de connectadors serà de 106.**

En el següent esquema es pot apreciar la distribució dels pern amb les distàncies corresponents:



En la següent taula es mostren les dimensions projectades i les especificacions recollides a "Eurocódigo 4".

Paràmetre	Valor	Exigència	Valor
Separació longitudinal L_l	130 mm	$5d \leq L_l \leq 800$ mm	$95 \leq L_l \leq 800$ mm
Separació transversal L_t	96 mm	$L_t \geq 2,5d$	47,5 mm
Recobriment del pern r_p	50 mm	$r_p \geq 20$ mm	20 mm
Separació amb la vora de la xapa S_x	96 mm	$S_x \geq 25$ mm	25 mm
Recobriment acer passiu	45 mm	-	-

6. RIGIDITZADORS

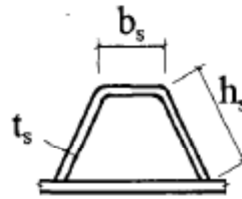
Els rigiditzadors longitudinals han de complir les condicions indicades a continuació:

6.1. SECCIÓ CORDÓ SUPERIOR EXTREMS

6.1.1 Condicions mínimes

$$h_s / t_s \leq 30$$

$$b_s / t_s \leq 30$$



d) RIGIDIZADOR CERRADO

$$0,19 / 0,015 = 12,7 \leq 30 \text{ Compleix}$$

$$0,15 / 0,015 = 10 \leq 30 \text{ Compleix}$$

6.1.2. Condició de rigidesa

$$I_L \geq k_L \gamma_L^* \frac{d t_w^3}{12(1 - \nu^2)}$$

I_L = inèrcia de la secció formada per el rigiditzador més una amplada de l'ànima de $15t_w \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ a cada banda del rigiditzador.

$k_L = 1,25$ per a $d/t_w \leq 120$ per a rigiditzadors tancats-

d = alçada de l'ànima

t_w = amplada de l'ànima

γ_L^* = rigidesa optima teòrica

$$\gamma_L^* = 0,5[8(1 + 2\delta) - 1]^2 + 0,5(1 + 2\delta)$$

$$\delta = \frac{A_L}{d t_w}$$

A_L = àrea de la secció del rigiditzador (sense amplada de l'ànima).

$$\delta = 0,16$$

$$\gamma_L^* = 46,35$$

$$I_L = 0,3312 \text{ m}^4 \geq 0,00035 \text{ m}^4 \quad \text{Compleix!}$$

6.2. SECCIÓ CORDÓ SUPERIOR CENTRAL

6.2.1. Condicions mínimes

Compleix perquè la geometria és la mateixa que en el cas del cordó zona extrems.

6.2.2. Condició de rigidesa

$$\delta = 0,39$$

$$\gamma_L^* = 88,54$$

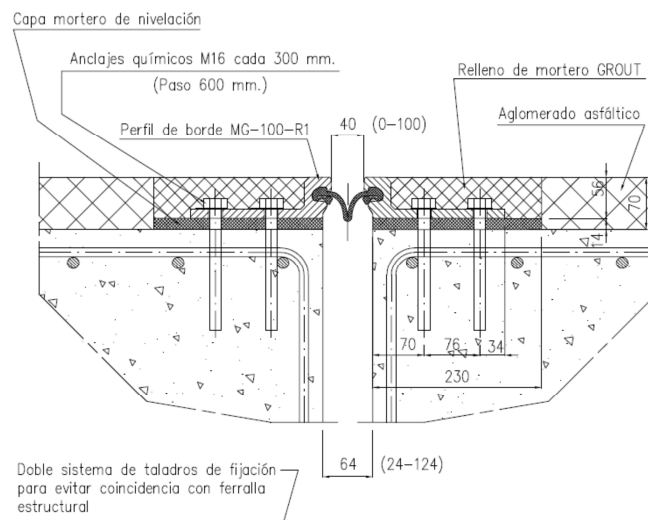
$$I_L = 0,1537 \text{ m}^4 \geq 0,000078 \text{ m}^4 \quad \text{Compleix!}$$

7. JUNTES DE CALÇADA

Amb el SAP2000 s'ha trobat el desplaçament horitzontal màxim de l'estructura que coincideix amb la combinació sísmica d'accions. En aquesta combinació a part del sisme també hi ha incloses les carregues referents al pes propi, carregues mortes, vives i efecte de la temperatura.

Com que aquesta deformació longitudinal és de 8,14 cm s'ha de posar una junta de calçada que permeti aquest desplaçament com a mínim. Ha d'assegurar una bona qualitat de rodadura, resistència i estanqueïtat.

La junta de dilatació que s'ha escollit és una junta de l'empresa MecanoGumba que permet un desplaçament de 10 cm. És una junta de neoprè que destaca per la seva comoditat, per no fer soroll i per presentar un bon drenatge.

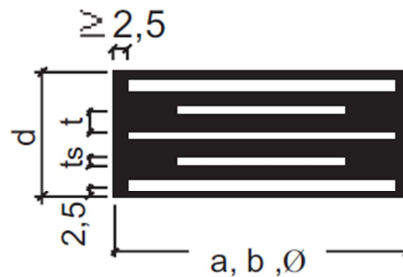


8. APARELLS DE RECOLZAMENT

S'han d'escollir uns aparells de recolzament que garanteixin les següents condicions:





Desplaçament longitudinal (mm)	Reacció vertical màxima (KN)	Reacció vertical mínima (KN)	Reacció horitzontal (KN)	Gir màxim (rad)
8,14	8255	5276	53	0,036

Com es pot veure el gir màxim que han de permetre és molt gran. Els recolzaments de neoprè congrenyat estàndards no poden garantir un gir màxim tan elevat així doncs que es col·locaran uns recolzaments especials que permeten un gir major anomenats "superbasculants". També estan compostats per capes de neoprè i capes d'acer però disposades d'una manera especial que permet incrementar els girs admissibles fins al doble respecte a suports estàndard.



Tipo 1 Superbasculante

L'empresa Mecanogumba es dedica a fabricar aquest tipus de recolzaments. S'escolliran els recolzaments adients consultant el seu catàleg:

				mínima $\sigma \geq 5 \text{ N/mm}^2$			mínima $\sigma < 5 \text{ N/mm}^2$									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Formato Dimensiones en planta a · b · D	Carga Admissible	Módulo E	Nº de capas	Desplazamiento admisible Tipo 1	Altura total		Desplazamiento admisible Tipos 2 a 5	Altura total del apoyo			de elastómero Tipos 2 a 5 T	Pernos para Tipos 2 y 4 ver 1.2.2	Angulos de giro			
					del apoyo Tipo 1	de elastómero Tipo 1 T		Tipo 2	Tipo 4	Tipo 5			 n · α	 n · α	 n · α	 n · α
mm	kN	N/mm ²		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		arc.	arc.	arc.	arc.
350 x 450	1888	260	2	21,7	39	31	18,2	66	106	40	26	4	0,008	0,005	0,009	
			4	39,9	69	57	36,4	96	136	70	52		0,016	0,009	0,018	
			6	58,1	99	83	54,6	126	166	100	78		0,024	0,014	0,027	
Ø 400	1512	250	2	21,7	39	31	18,2	66	106	40	26	4	0,008	0,005	0,009	0,007
			4	39,9	69	57	36,4	96	136	70	52		0,016	0,009	0,017	0,013
			6	58,1	99	83	54,6	126	166	100	78		0,024	0,014	0,027	0,020
450 x 600	3240	450	2	21,7	39	31	18,2	66	106	40	26	4	0,008	0,005	0,009	0,007
			4	39,9	69	57	36,4	96	136	70	52		0,016	0,010	0,018	0,014
			6	58,1	99	83	54,6	126	166	100	78		0,024	0,015	0,027	0,020
Ø 500	2356	390	2	21,7	39	31	18,2	66	106	40	26	4	0,008	0,005	0,009	0,007
			4	39,9	69	57	36,4	96	136	70	52		0,016	0,010	0,018	0,014
			6	58,1	99	83	54,6	126	166	100	78		0,024	0,015	0,027	0,020
500 x 600	3600	500	2	21,7	39	31	18,2	66	106	40	26	4	0,008	0,005	0,009	0,007
			4	39,9	69	57	36,4	96	136	70	52		0,016	0,010	0,018	0,014
			6	58,1	99	83	54,6	126	166	100	78		0,024	0,015	0,027	0,020
Ø 600	3400	300	2	21,7	39	31	18,2	66	106	40	26	4	0,008	0,005	0,009	0,007
			4	39,9	69	57	36,4	96	136	70	52		0,016	0,010	0,018	0,014
			6	58,1	99	83	54,6	126	166	100	78		0,024	0,015	0,027	0,020
600 x 700	5040	380	2	28,0	50	40	24,5	75	115	49	35	6	0,008	0,005	0,009	0,007
			4	52,5	90	75	49,0	115	155	89	70		0,016	0,010	0,018	0,014
			6	77,0	130	110	73,5	155	195	129	105		0,024	0,015	0,027	0,020
Ø 700	4800	400	2	28,0	50	40	24,5	75	115	49	35	6				0,006
			4	52,5	90	75	49,0	115	155	89	70		0,016	0,010	0,018	0,012
			6	77,0	130	110	73,5	155	195	129	105		0,024	0,015	0,027	0,018
Ø 750	5304	470	4	52,5	90	75	49,0	115	155	89	70	6				0,024
			6	77,0	130	110	73,5	155	195	129	105		0,032	0,020	0,036	0,027
Ø 800	6040	370	4	52,5	90	75	49,0	115	155	89	70	6				0,024
			6	77,0	130	110	73,5	155	195	129	105		0,032	0,020	0,036	0,027
			8	101,5	170	145	98,0	195	235	169	140					0,030
			10	126,0	210	180	122,5	235	275	209	175					

Es ficaran dos recolzaments a cada cordó inferior, per tant tindrem 4 recolzaments a cada extrem del pont, 8 en total.

8.1. COMPROVACIÓ

Càrrega admissible $\rightarrow 2 \cdot 5040 = 10080 \text{ KN} > 8255 \text{ KN}$

$$\text{Tensio mínima } \sigma_{\min} = \frac{5276000}{600 \cdot 700} = 12,6 \text{ MPa} > 5 \text{ MPa}$$

(Suport del Tipus 1 : no ho ha perill de lliscament)





Desplaçament admissible = 101,5 mm > 96 mm

Rotació admissible = 0,036 rad = 0,036 rad

Com podem veure el recolzament de tipus superbasculant 600x700x8 compleix amb tots els requisits necessaris per al bon funcionament.

9. UNIONS

Per a les unions s'ha escollit el mètode de soldadura a "tope" amb penetració completa, degut a la magnitud dels esforços que es veuen sotmesos. Segons la EAE si es compleixen les condicions imposades de l'apartat 59.1 de la mateixa Instrucció, la resistència d'un cordó de soldadura amb penetració completa, sense defectes, és igual o superior a la del metall base contigu més dèbil, per tant no fa falta calcular-la.

	Unión a tope
Soldadura a tope con penetración completa	 Sencilla en V
	 En doble V
	 Sencilla en U
	 En doble U

Totes les soldadures es portaran a terme seguint les especificacions recollides en el Plec de Prescripcions Tècniques Particulars, a més de complir amb els assajos i controls especificats en la EAE i el RPM-95.