



Projet de construction

PONT MIXTE ACIER-BETON

ARAYE Radji

COLLON Samuel

VERZAT Benoît

SOMMAIRE :

<i>Introduction</i>	2
<i>I. Calcul de la dalle de couverture en béton armé:</i>	4
1 Fonctionnement	4
2 Calcul des moments	5
3 Principe de ferrailage	24
<i>II. Calcul des efforts dans les poutres métalliques</i>	27
1 Définition	27
2 Actions appliquées à une poutre	28
<i>III. Dimensionnement des poutres principales :</i>	37
1 Dimensionnement de l'âme	38
2 Dimensionnement des membrures	39
4 Vérification à l'ELU	47
<i>IV Détermination et vérification des éléments secondaires</i>	50
1 Calcul des connecteurs	50
2 Vérification au cisaillement de l'âme de la poutre aux ELS	52
3 Vérification au cisaillement de la dalle de béton	53
4 Voilement de l'ame	54
5 Entretoises et pièces de pont	55
6 Le lancement de la charpente	57
7 Appareils d'appuis	63
<i>V Avant métré et estimation du coût du pont</i>	64
1 Eléments d'avant métré	64
2 Estimation et planning d'exécution	0

Introduction

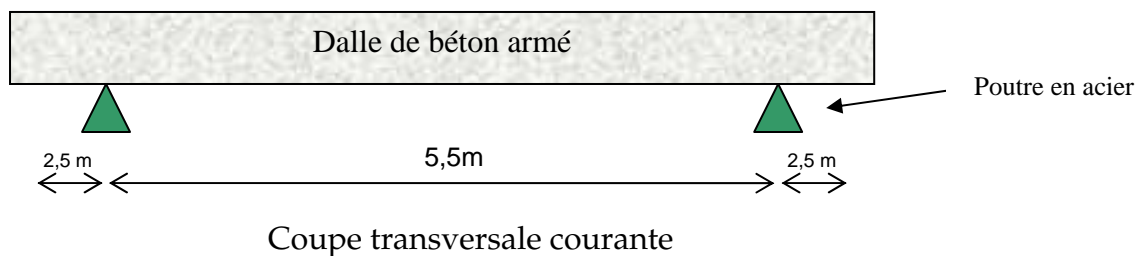
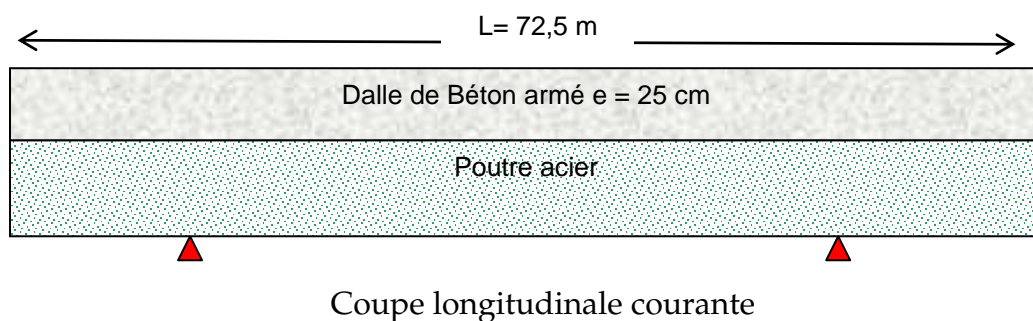
Ce projet de construction a pour objet de dimensionner des différentes parties d'un tablier de pont mixte acier-béton à deux poutres.

Le tablier isostatique, qui supporte une voie dont le profil en travers est de type route nationale, a pour caractéristiques :

Portée : $L = 72,5 \text{ m}$

Biais : 100 grades

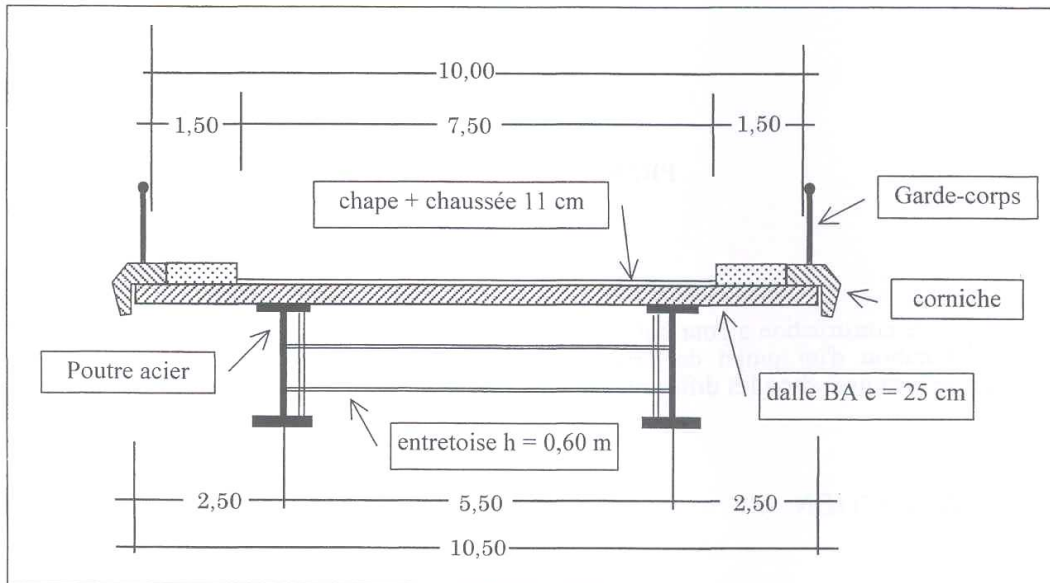
Il se présente de la manière suivante :



Une fois les éléments, poutres et entretoises, fabriqués en usine et acheminés sur le chantier, on procèdera à l'assemblage de la charpente sur l'aire de lancement. Puis on mettra en place l'ossature métallique sur ses appuis de lancement en utilisant notamment un avant-bec et un contre-poids. Les poutres en acier seront munies de

connecteurs ou goujons¹ pour assurer le non glissement de la dalle de béton. On considère que la dalle de béton sera réalisée en une seule phase. Une fois celle-ci réalisée, on mettra en place les superstructures. Dès lors, on pourra envisager la mise en service de l'ouvrage.

A terme, la coupe transversale de l'ouvrage sera alors la suivante :



Coupe transversale courante

La voie, de type « route nationale », se compose d'une chaussée de 7,50 m, constituée de deux voies de 3,50 m et de deux surlargeurs de 0,25 m, et de deux trottoirs de 1,50 m. Elle a donc une largeur totale de 10,50 m.

¹ Les goujons sont de type S235JO de diamètre 22mm et de hauteur 150 mm ($f_y = 235$ MPa et $f_u = 450$ MPa).

I. Calcul de la dalle de couverture en béton armé:

Nous nous appuyerons sur les textes réglementaires suivants :

- pour les surcharges : Eurocode 1 – Partie 2 : « Charges sur les ponts dues au trafic »
- pour le béton armé : B.A.E.L. 91 révisé 99

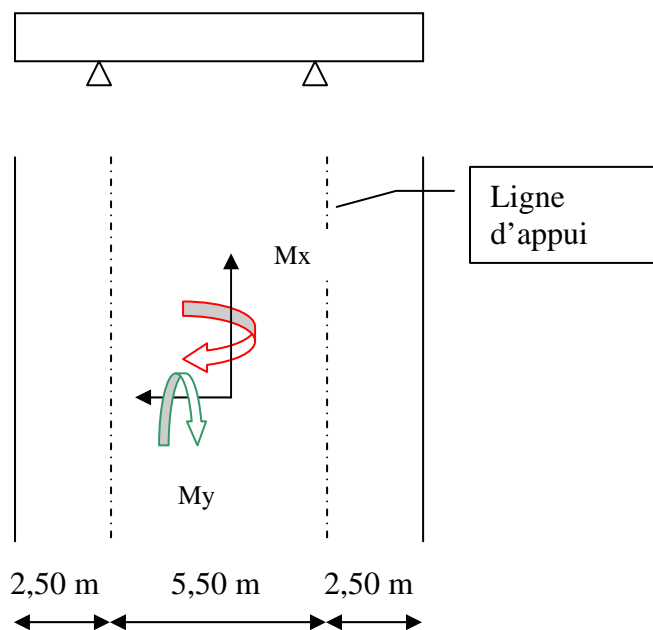
1 Fonctionnement

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre des charges aux poutres : il s'agit de la *flexion locale* ou *flexion transversale*. (On parle de *flexion générale* lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis).

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage.

On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue du dimensionnement des armatures transversales.

On a représenté ci-dessous une vue de dessus de la dalle de couverture :



M_x : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales, AT

M_y : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales, AL

On a généralement $M_x \gg M_y$.

On prendra comme convention que le moment est négatif lorsque la fibre supérieure est tendue.

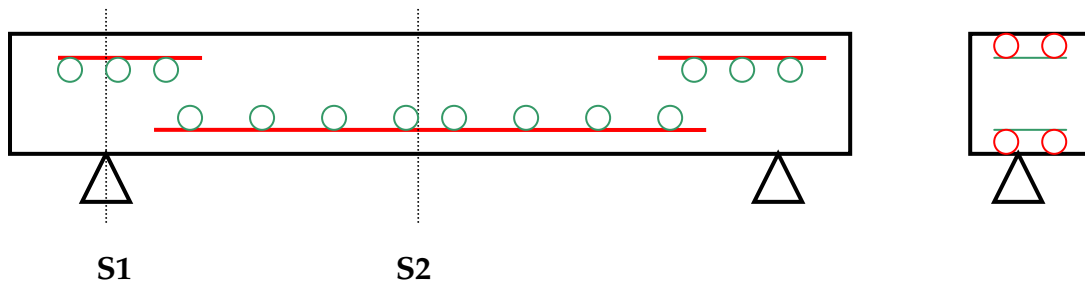
2 Calcul des moments

On considèrera deux sections pour les calculs des moments :

Section S1, *encorbellement*, au droit de l'appui où les effets de l'effort tranchant sont les plus importants: **ATS**²

Section S2, *travée*, les moments fléchissant y sont les plus élevés en valeur absolue : **ATI**³

De plus, pour faire face au moment de flexion longitudinal nous aurons recours à des **AL**⁴ inférieures et supérieures. Ces dernières seront plus fines que les précédentes compte tenu du fait que les moments transversaux sont très supérieures aux moments longitudinaux.



1°) Charges permanentes :

Les charges permanentes induisent un moment M_x mais pas de moment M_y .

On établira les efforts pour une tranche de dalle de 1 m dans le sens de la longueur et de 0,25m d'épaisseur.

Les moments seront évalués principalement **au droit de l'appui (S1) et au milieu de la dalle (S2)** où les valeurs sont les plus élevées en valeur absolue.

On notera M_1 et M_2 les moments correspondants.

Bilan des charges qui s'appliquent à la dalle de béton armé :

- 0.5 kN/ml dus au garde corps
- 4 kN/ml dus aux corniches
- 8.6 kN/ml dus aux trottoirs
- 25 kN/m³ dus au poids propre de la dalle béton
- 24 kN/m³ dus au poids de la couche d'étanchéité (épaisseur 3 cm)

² ATS : armatures tendues supérieures

³ ATI : armatures tendues inférieures

⁴ AL : armatures longitudinales

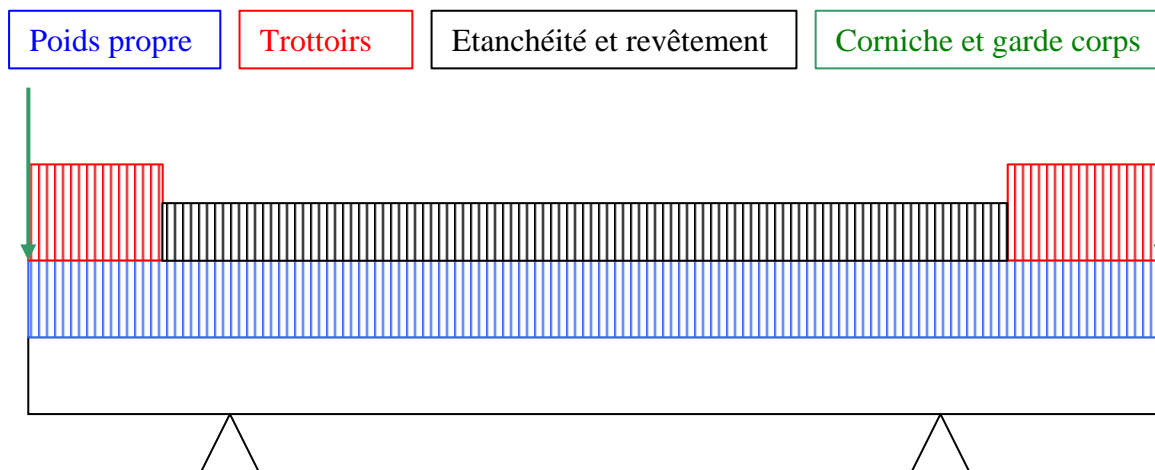
- 24 kN/m³ dus au poids du revêtement de chaussée (épaisseur 8 cm)

Pour tenir compte des éventuels écarts entre les valeurs supposées pour le dimensionnement du pont et les valeurs réelles lors de la réalisation, on applique les coefficients suivants :

	Charges permanentes	Valeur caractéristique	
		Valeur minimale	Valeur maximale
Garde corps	0,5 kN/ml	0.96	1.06
Corniche	4,0 kN/ml	0.96	1.06
Trottoir	8,6 kN/ml	0.96	1.06
Poids propre	25 kN/m ³	Valeur unique	
Etanchéité	24 kN/m ³	0.80	1.20
Revêtement	24 kN/m ³	0.80	1.40

La valeur caractéristique du poids propre est unique dans la mesure où le dimensionnement de la dalle permet de calculer précisément son poids propre (la densité du béton est connue avec certitude).

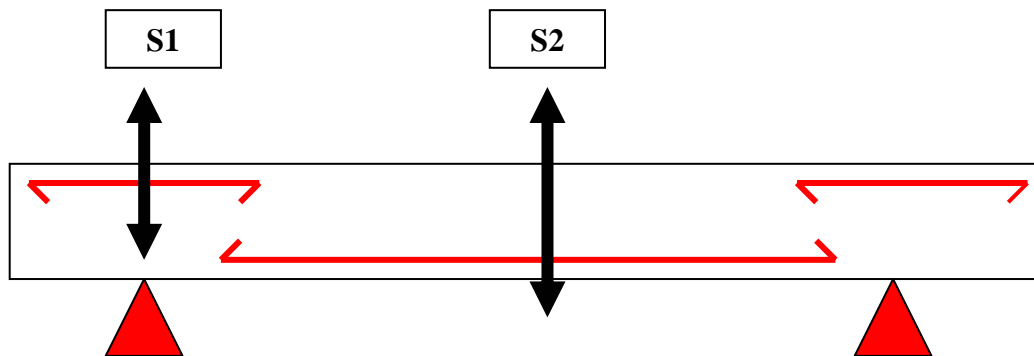
Répartition des charges :



La force générée par la corniche et les gardes corps est supposée ponctuelle. Celles créées par les trottoirs, l'étanchéité, les revêtements et le poids propre sont supposées réparties.

Nous rappelons que l'on dimensionne l'ouvrage par rapport aux deux sections de travées les plus sollicitées : le milieu de la dalle (S2) où les efforts de moments fléchissant

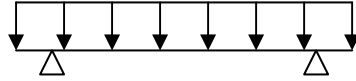
sont les plus importants et les sections d'appuis (S1) où les effets de l'effort tranchant sont les plus importants.



Le détail des calculs est présenté ci-dessous.

Nous noterons M_1 le moment sur appui, et M_2 le moment en milieu de travée. Les coefficients (cf. page précédente) interviendront pour le calcul des moments maximal et minimal.

❖ **Poids propre de la dalle g_1**



Calcul de g_1

$$g_1 = 0,25 * 1 * 25 = 6,25 \text{ kN / m}$$

Calculs des moments

$$x < 2,5\text{m} \quad M(x) = -g_1 * x^2 / 2$$

$$x > 2,5\text{m} \quad M(x) = -g_1 * x^2 / 2 + g_1 * (x - 2,5) * l / 2$$

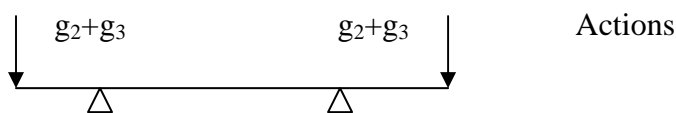
$$M_1 = -6,25 * 2,5^2 / 2 = -19,53 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \frac{6,25 * 10,5 * (5,25 - 2,5)}{2} - 6,25 * \frac{5,25^2}{2} = 4,10 \text{ kN.m}$$

$M_1 = -19,53 \text{ kN.m}$	et	$M_2 = 4,10 \text{ kN.m}$
---	-----------	---

Ces valeurs sont les seules valeurs caractéristiques pour le poids propre.

❖ **Corniches et garde-corps**



$$x < 2,5\text{m} : M(x) = -(g_2 * g_3) * x$$

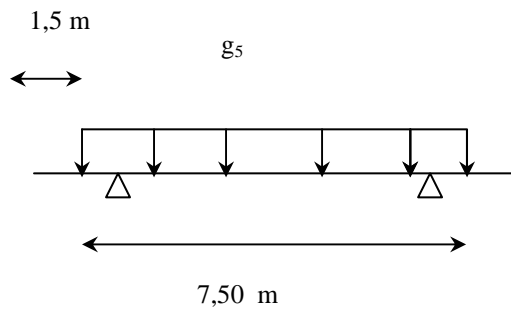
$$x > 2,5\text{m} : M(x) = M_1 = -(4 + 0,5) * 2,5 = -11,25 \text{ kN.m} = M_2$$

$$M_{1\text{max}} = M_{2\text{max}} = -11,25 * 1,06 = -11,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{1\text{min}} = M_{2\text{min}} = -11,25 * 0,96 = -10,80 \text{ kN.m}$$

$M_{1\text{max}} = M_{2\text{max}} = - 11,93 \text{ kN.m}$	et	$M_{1\text{min}} = M_{2\text{min}} = - 10,80 \text{ kN.m}$
--	-----------	--

❖ Etanchéité



$$x < 1,5 m \quad M(x) = 0$$

$$2,5 m > x > 1,5 m \quad M(x) = -g_5 * (x - 1,5) * (x - 1,5) / 2$$

$$x > 2,5 m \quad M(x) = -g_5 * \frac{(x - 1,5) * (x - 1,5)}{2} + g_5 * \frac{7,5 * (x - 2,5)}{2}$$

$$M_1 = -0,72 * \frac{(2,5 - 1,5)^2}{2} = -0,36 kN.m$$

$$M_2 = -0,72 * \frac{(5,25 - 1,5)^2}{2} + 0,72 * \frac{7,5 * (5,25 - 2,5)}{2} = 2,3625 kN.m$$

$$M_{1max} = -0,36 * 1,20 = -0,432 kN.m$$

$$M_{1min} = -0,36 * 0,80 = -0,288 kN.m$$

$$M_{2max} = 2,3625 * 1,20 = 2,835 kN.m$$

$$M_{2min} = 2,3625 * 0,80 = 1,89 kN.m$$

$$M_{1max} = -0,43 kN.m$$

$$M_{2max} = 2,84 kN.m$$

$$M_{1min} = -0,29 kN.m$$

$$M_{2min} = 1,89 kN.m$$

❖ **Revêtement de la chaussée**

L'enrobé se présente dans la même configuration que l'étanchéité, avec une densité linéique $g_6 = 1,92 \text{ kN/m}$ et d'autres coefficients caractéristiques (voir tableau ci-dessus).

$$M_1 = -1,92 * \frac{(2,5 - 1,5)^2}{2} = -0,96 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -1,92 * \frac{(5,25 - 1,5)^2}{2} + 1,92 * \frac{7,5 * (5,25 - 2,5)}{2} = 6,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{1\max} = -0,96 * 1,40 = -1,344 \text{ kN.m}$$

$$M_{1\min} = -0,96 * 0,80 = -0,768 \text{ kN.m}$$

$$M_{2\max} = 6,30 * 1,40 = 8,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{2\min} = 6,30 * 0,80 = 5,04 \text{ kN.m}$$

$M_{1\max} = -1,34 \text{ kN.m}$	$M_{1\min} = -0,77 \text{ kN.m}$
$M_{2\max} = 8,82 \text{ kN.m}$	$M_{2\min} = 5,04 \text{ kN.m}$

❖ **Trottoirs**



$$x < 0,85 \text{ m} \quad M(x) = 0$$

$$x > 0,85 \text{ m} \quad M(x) = -g_4 * (x - 0,75)$$

$$M_1 = M_2 = -1,6 * 8,6 = -13,76 \text{ kN.m} =$$

$$M_{1\max} = M_{2\max} = -13,76 * 1,06 = -14,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{1\min} = M_{2\min} = -13,76 * 0,96 = -13,21 \text{ kN.m}$$

$M_{1\max} = M_{2\max} = -14,06 \text{ kN.m}$	$M_{1\min} = M_{2\min} = -13,21 \text{ kN.m}$
---	---

❖ Bilan des charges permanentes

Chargement	Section S1		Section S2	
	M_{xmax}	M_{xmin}	M_{max}	M_{xmin}
Poids propre de la dalle	- 19,53 kN.m	- 19,53 kN.m	4,1 kN.m	4,1 kN.m
Garde corps et corniches	- 11,93 kN.m	- 10,8 kN.m	- 11,93 kN.m	- 10,8 kN.m
Étanchéité	- 0,43 kN.m	- 0,29 kN.m	2,84 kN.m	1,89 kN.m
Revêtement de chaussée	- 1,34 kN.m	- 0,77 kN.m	8,82 kN.m	5,04 kN.m
Trottoir	- 14,59 kN.m	- 13,21 kN.m	- 14,6 kN.m	- 13,21 kN.m
BILAN	$M_{1max} = - 47,82 \text{ kN.m}$		$M_{2max} = - 8,25 \text{ kN.m}$	
	$M_{1min} = - 44,60 \text{ kN.m}$		$M_{2min} = - 15,48 \text{ kN.m}$	

2°) *Actions variables* :

On utilise les règlements de l'Eurocode 1 concernant le positionnement et le gabarit des surcharges.

On commence par déterminer le nombre de voies que l'on peut placer sur la largeur du pont en suivant les largeurs réglementaires de voies de l'Eurocode. Les voies réglementaires sont des voies de 3 mètres. Notre chaussée mesure 7,50 mètres donc nous pouvons la décomposer en 2 voies de 3 mètres et une aire résiduelle de 1,50 mètres.

Deux types de charges s'appliquent sur ces voies :

- des charges réparties ou UDL (Uniformly Distributed Loads)
- des charges ponctuelles ou TS (Tandem System)

Les valeurs réglementaires sont les suivantes :

UDL sur la voie 1 = 9,0 kN/m²

UDL sur la voie 2 et l'aire résiduelle = 2,5 kN/m²

TS sur la voie 1 = 300 kN par essieu

TS sur la voie 2 = 200 kN par essieu

On applique des coefficients de sécurité ou coefficients d'ajustement en fonction de la classe de trafic retenue pour l'ouvrage. Nous supposons que l'ouvrage est de classe 2. Un coefficient de 0.9 sera appliqué pour les charges ponctuelles de la voie 1, un coefficient de 0.8 pour les charges ponctuelles sur les autres voies et l'aire résiduelle. En ce qui concerne les charges réparties, nous appliquerons un coefficient d'ajustement de 0.7 pour la 1^{ière} voie et de 1 pour les autres voies. Les charges des trottoirs ne sont jamais pondérées.

Nous avons donc les valeurs suivantes :

UDL sur la voie 1 = 6,3 kN/m²

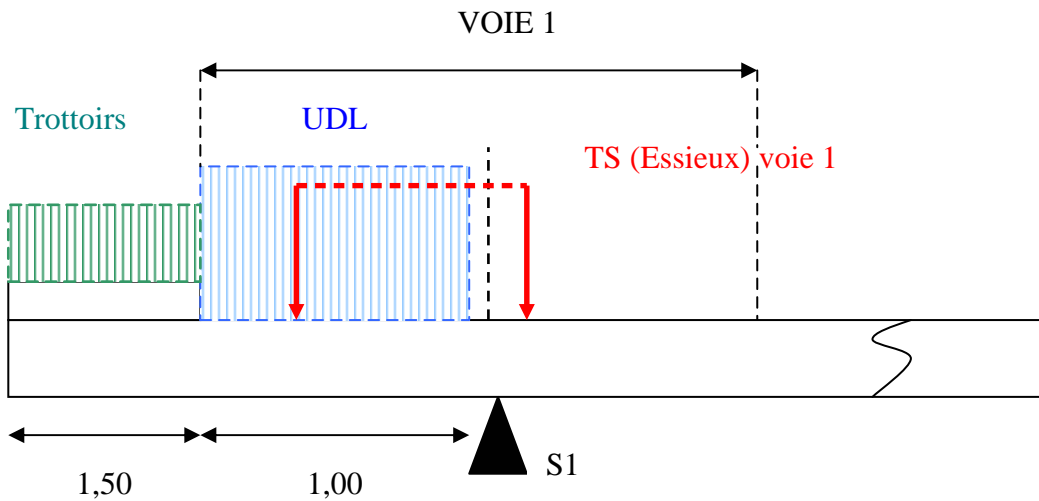
UDL sur la voie 2 et l'aire résiduelle = 2,5 kN/m²

TS sur la voie 1 = 270 kN par essieu

TS sur la voie 2 = 160 kN par essieu

Pour la section S1 :

On place les voies de la manière la plus défavorable. On fait de même pour les charges à l'intérieur des voies.



Effet des charges réparties :

❖ **Charge UDL voie 1 :** $F = 0,7 * 9 * 1 = 6,3 \text{ kN/ml}$

$L = -0,50 \text{ m}$ (bras de levier)

$M = F * L = -3,15 \text{ kN.m/ml}$

❖ **Trottoirs :** $F = 2,5/2 * 1,5 = 1,875 \text{ kN/ml}$

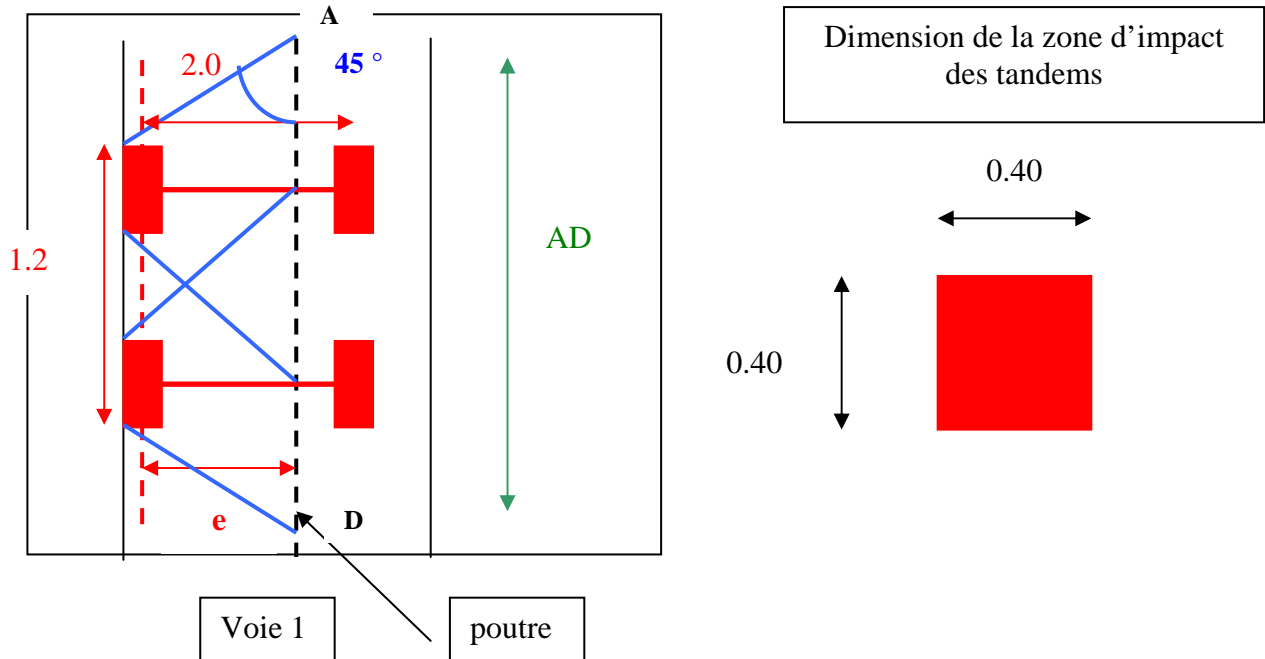
$L = -1,75 \text{ m}$

$M = F * L = 1,875 * (-1,75) = -3,28 \text{ kN.m/ml}$

Effet des charges ponctuelles :

❖ **Charge TS :**

On place les tandems de la façon la plus défavorable.



$$AB = 2 * 0,70 + 0,4 = 1,8 \text{ m}$$

$$AD = 2 * 0,70 + 1,20 + 0,4 = 3 \text{ m}$$

$$d = 0,5 \text{ m}$$

$$p = 270 / 2 = 135 \text{ kN/m}$$

Comme $AD < 2 * AB$, il y a chevauchement :

$$M_{TS} = - \left(\frac{2 * p * d}{AD} \right)$$

On en déduit :

$$M_{TS} = - (2 * 135 * 0,5) / 3$$

$$M_{TS} = - 45 \text{ kN.m/ml}$$

❖ **Conclusion :**

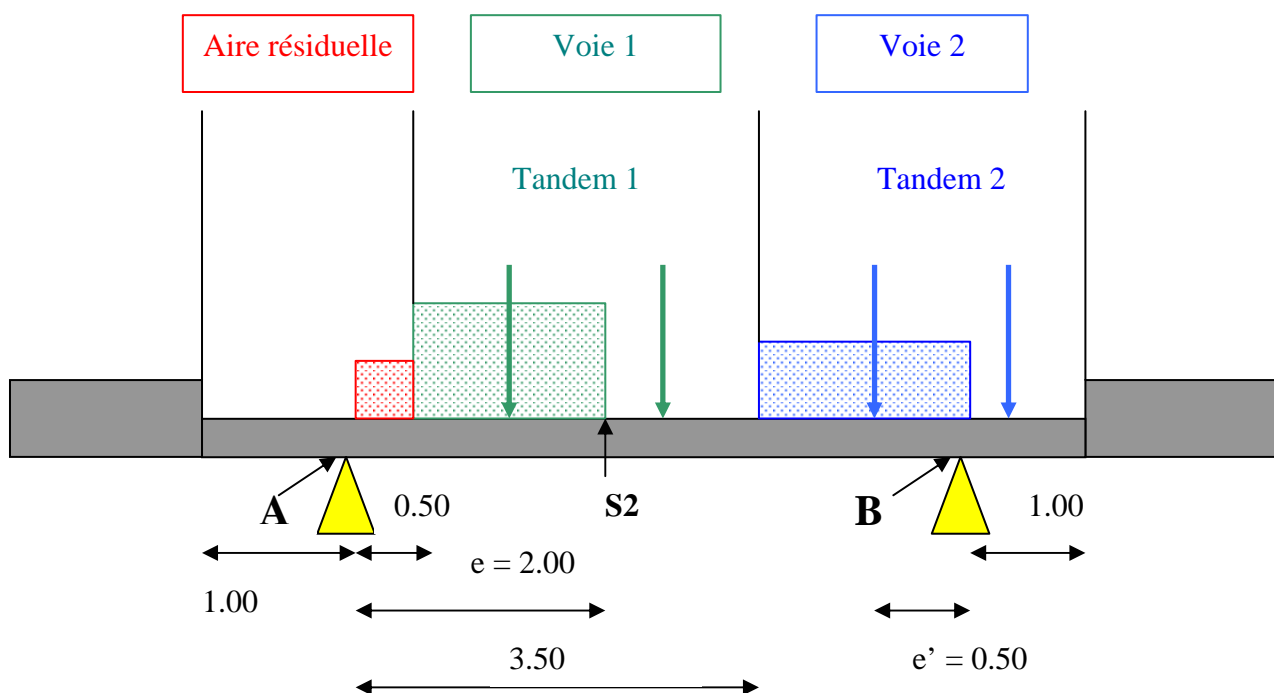
On en conclut que dans la section S1 :

$$M_{sollicitant} = M_{UDL} + M_{Trottoirs} + M_{TS} = -51,43 \text{ kN.m/ml}$$

Pour la section S2 :

Il s'agit de placer les charges entre les poutres. Il faut placer les charges le plus près possible des poutres et la voie 1 vers le milieu de la travée.

On raisonne de la même manière. On commence par placer le tandem, TS, de la voie 1 de la manière la plus défavorable. Sa position est fournie par un abaque (page 2.10 du poly). Par lecture de cet abaque on obtient que le centre du tandem doit être placé à 2 mètres de la poutre métallique. On peut alors placer la voie 2 et l'aire résiduelle de la manière la plus défavorable.



❖ **Charge TS :**

On détermine les moments dû aux véhicules, TS, grâce à une abaque (page 2.10 du poly).

Moment $M_{TS X}$

Pour la voie 1, on a $e = 2$ m d'où $M_{TS X (voie1)} = 68$ kN/m

Pour la voie 2, la lecture des abaques donne 19 kN/m pour $e' = 0,5$ m. Ce moment doit être corrigé par une règle de trois pour se ramener à un P de 320kN, puisque sur la voie 2 nous considérons deux essieux de 200kN, soit 400kN. Nous corrigeons par une valeur caractéristique de 0,8 (2^{ème} classe); d'où $M_{TS X (voie2)} = 11,26$ kN/m

Nous obtenons donc $M_{TS X} = M_{TS X (voie1)} + M_{TS X (voie2)} = 79,26$ kN/m

Moment $M_{TS Y}$

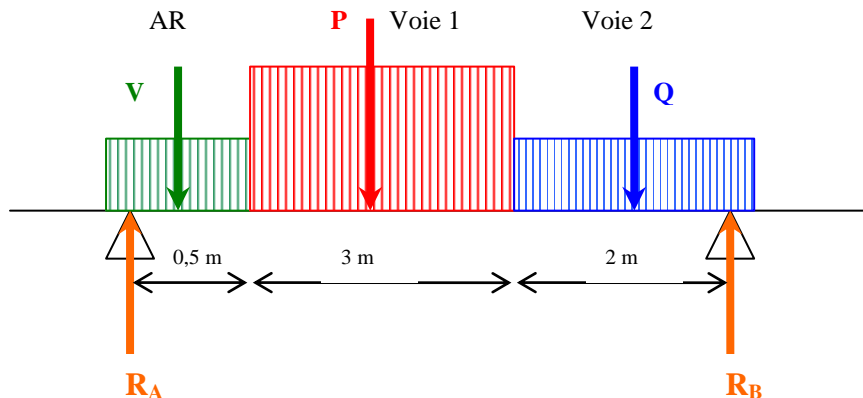
On procède de même que précédemment.

Pour la voie 1, on a $e = 2$ m d'où $M_{TS Y (voie1)} = 42$ kN/m

Pour la voie 2, la lecture des abaques donne 14 kN/m pour $e = 0,5$ m. On corrige ce moment par une règle de trois pour se ramener à un P de 320kN. On utilisera une valeur caractéristique de 0,8 (2^{ème} classe), d'où $M_{TS Y (voie2)} = 8,30$ kN/m

Nous obtenons donc $M_{TS Y} = M_{TS Y (voie1)} + M_{TS Y (voie2)} = 50,30$ kN/m

❖ Charge UDL :



Voie 1 :

Nous allons dans un premier temps déterminer les valeurs des réactions d'appuis R_A et R_B , sans prendre en compte TS.

L'équilibre des efforts verticaux s'écrit : $R_A + R_B - P = 0$, où $P = 6,3 * 3 * 1 = 18,9$ kN

L'équilibre des moments en B s'écrit : $P * 3,5 = 5,5 R_A$

Résultat: $R_B = 6,87$ kN et $R_A = 12,03$ kN

Le moment pour la voie 1 s'écrit alors :

$M_{UDL (voie1)} = R_A * 2,75 - P' * 2,25/2$, où $P' = 9 * 0,7 * 2,25 * 1 = 14,175$ kN

Conclusion: $M_{UDL X (voie1)} = 17,13$ kN/m

Voie 2 :

Nous déterminons de la même façon les réactions d'appuis R_A et R_B , sans prendre en compte TS.

L'équilibre efforts verticaux s'écrit: $R_A + R_B - Q = 0$, où $Q = 2,5 * 2 * 1 = 5 \text{ kN}$

L'équilibre des moments en B s'écrit: $Q * 1 = 5,5 R_A$

Résultat: $R_B = 4,09 \text{ kN}$ et $R_A = 0,91 \text{ kN}$

Le moment pour la voie 2 s'écrit alors : $M_{UDL X (voie2)} = R_A * 2,75$

Conclusion: $M_{UDL X (voie2)} = 2,50 \text{ kN/m}$

Aire Résiduelle :

De même, déterminons les réactions d'appuis R_A et R_B , sans prendre en compte TS.

L'équilibre vertical s'écrit : $R_A + R_B - V = 0$

L'équilibre des moments en B s'écrit : $5,25 V = 5,5 R_A$, où $V = 2,5 * 0,5 * 1 = 1,25 \text{ kN}$

Résultat : $R_B = 0,06 \text{ kN}$ et $R_A = 1,19 \text{ kN}$

Le moment pour la voie 2 s'écrit alors : $M_{UDL X (AR)} = R_A * 2,75 - P * 2,5$

Conclusion: $M_{UDL X (AR)} = 0,15 \text{ kN/m}$

Bilan :

Le moment total UDL vaut :

$$M_{UDL} = M_{UDL X (voie1)} + M_{UDL X (voie2)} + M_{UDL X (AR)} = 17,13 + 2,5 + 0,15$$

d'où $M_{UDL X} = 19,78 \text{ kN/m}$

❖ **Conclusion :**

Le moment sollicitant total vaut donc

On en conclut que dans la section S2 :

$$M_{\text{sollicitant selon } x} = M_{TS X} + M_{UDL X} = 99,04 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{\text{sollicitant selon } y} = M_{TS Y} = 50,30 \text{ kN.m/ml}$$

3°) Sollicitations de calcul à l'ELS et à l'ELU en S1 et S2:

On a :

$$A \text{ l'ELS : } G_{\max} + G_{\min} + (TS + UDL + \text{Trottoirs})$$

$$A \text{ l'ELU : } 1,35 * G_{\max} + G_{\min} + 1,35 * (TS + UDL + \text{Trottoirs})$$

Section S1 :

$$\text{ELS } M_{\text{ELS}} = M_{1\min} + M_{\text{TS}} + M_{\text{UDL}} + M_{\text{Trottoirs}} = M_{1\min} + M_{\text{sollicitant (S1)}}$$

$$M_{\text{ELS}} = -44,60 - 51,43 = \mathbf{-96,03 \text{ kN.m}}$$

$$\text{ELU } M_{\text{ELU}} = 1,35 * M_{\text{ELS}} = \mathbf{-129,64 \text{ kN.m}}$$

Pour la section S1, $M_y = 0$ car on est au niveau de l'appui de la dalle sur la poutre métallique.

Or à ce niveau, le moment est repris par la charpente métallique

Section S2 :

Selon x :

$$\text{ELS } M_{\text{ELS}} = M_{2\max} + M_{\text{TS X}} + M_{\text{UDL}} = M_{2\max} + M_{\text{sollicitant (S2) selon x}}$$

$$M_{\text{ELS}} = -8,25 + 99,04 = \mathbf{91,15 \text{ kN.m}}$$

$$\text{ELU } M_{\text{ELU}} = -8,25 + 1,35 * 99,04 = \mathbf{125,94 \text{ kN.m}}$$

Selon y :

$$\text{ELS } M_{\text{ELS}} = M_{\text{sollicitant (S2) selon x}} = M_{\text{TS Y}} = \mathbf{50,30 \text{ kN.m}}$$

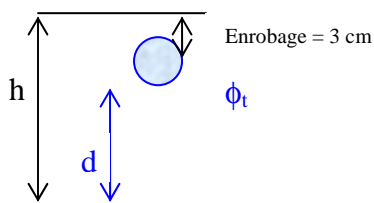
$$\text{ELU } M_{\text{ELU}} = 1,35 * M_{\text{ELS}} = \mathbf{67,91 \text{ kN.m}}$$

4°) Détermination des armatures :

1 Hypothèses :

Matériaux : Béton B30 $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
Armatures Aciers HA Fe E500 $f_e = 500 \text{ Mpa}$
Enrobage des aciers $c = 3 \text{ cm}$

Nous utiliserons les règles de calcul du B.A.E.L. 99.



$$d = h - 3 - \phi_t / 2 = 25 - 3 - \phi_t / 2 .$$

Pour la section S1, on dimensionnera les armatures ATS à l'aide du moment M_X en S1.

On a $\phi_t = 25 \text{ mm}$, d'où **$d = 20,75 \text{ cm}$** .

Pour la section S2, on dimensionnera les armatures ATI à l'aide du moment M_X en S2, et les armatures ALI à l'aide du moment M_Y en S2.

Pour les armatures ATI, $\phi_t = 20 \text{ mm}$, d'où **$d = 21 \text{ cm}$** .

Pour les armatures ALI, $\phi_t = 20 \text{ mm}$ et $\phi_l = 16 \text{ mm}$, et on a $d = 25 - 3 - \phi_t - \phi_l / 2$ d'où **$d = 19,2 \text{ cm}$** .

Les dispositions constructives sont les suivantes :

- Diamètre maximal des armatures : $\phi_{\max} \leq h/10$ (cf. BAEL), ainsi la section maximale d'une armature vaut **$\phi_{\max} = 25 \text{ mm}$** .
- Espacement identique pour les aciers de même direction :
 - ATS et ATI, même espacement
 - ALS et ALI, même espacement
- Règle du tiers (cf. BAEL) **$ALS \geq ATS/3$** et **$ALI \geq ATI / 3$** .

Nous nous placerons dans le cas de **fissuration préjudiciable**. Nous allons mener les calculs des aires d'acier nécessaires à l'ELS, puis à l'ELU. Nous retiendrons l'aire d'acier maximale pour chacune des sections S1 et S2.

La contrainte admissible, c'est à dire la résistance maximale des armatures s'exprime telle que :

$$\sigma_s = \min \begin{cases} 2/3 f_e = 333 \text{ MPa} \\ \max \begin{cases} 0,5 f_e = 250 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\eta} * f_{tj} = 216 \text{ MPa} \end{cases} \end{cases} \quad \text{où } \eta = 1,6$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

Conclusion : La contrainte admissible vaut $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$

2 Section d'acier en S1

❖ Dimensionnement à l'ELS :

Déterminons la valeur de α :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_{els} * (\alpha - 1)}{b d^2} = 0$$

avec $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$ $n = 15$
 $M_{ELS} = -0,09603 \text{ MN.m}$ $b = 1 \text{ m}$
 $d = 0,2075 \text{ m}$

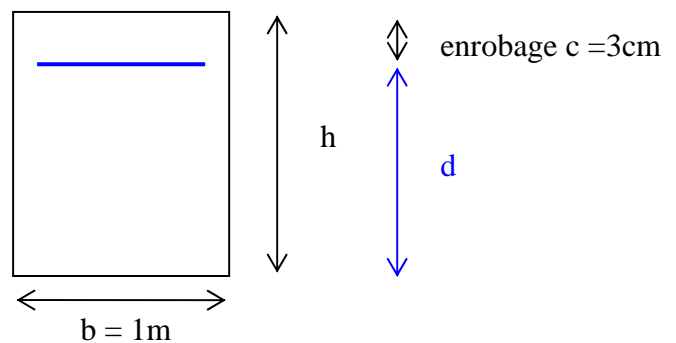
$$250\alpha^3 - 750\alpha^2 - 200,73\alpha + 200,73 = 0$$

$$\alpha = -0,5971 \text{ ou } 0,4238 \text{ ou } 3,1733 \text{ soit } \alpha = \mathbf{0,4238}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha * \sigma_s}{n(1-\alpha)} = \frac{0,4238 * 250}{15 * (1-0,4238)} = 12,26 \text{ MPa}$$

On vérifie que la contrainte dans le béton n'est pas dépassée :

$$\sigma_{bc} = 12,26 \text{ MPa} < 0,6 * 30 = 18 \text{ MPa.}$$



Calcul de l'aire d'acier nécessaire à l'ELS en S1 :

$$A_s = \frac{\alpha b d \sigma_{bc}}{2 \sigma_s} = \frac{0,4238 * 1 * 0,2075 * 12,26}{2 * 250} = 0,00216 m^2$$

$$A_{s \text{ ELS S1}} = 21,6 \text{ cm}^2$$

❖ Dimensionnement à l'ELU :

Les sections d'aciers sont données par la formule :

$$A_s = \frac{0,8 * \alpha * b * d * f_{bc}}{f_e / \gamma_s} \text{ où , avec } \mu = \frac{M_{ELU}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\text{On a } f_{bc} = \frac{0,85 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 30}{1,5} = 17 \text{ MPa} , \quad \mu = \frac{129,64.10^3}{1 * (20,75.10^{-2})^2 * 17.10^6} = 0,177 \leq 0,48 ,$$

d'où on en déduit la valeur de α : $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0,246$.

On a : $\alpha < 0,259$ donc on est en pivot A.

Donc l'aire de la section d'acier nécessaire en S1 à l'ELU vaut :

$$A_s = \frac{0,8 * 0,246 * 1 * 20,75.10^{-2} * 17.10^6}{500.10^6 / 1,15} = 1,60.10^{-3} m^2$$

$$A_{s \text{ ELU S1}} = 16,0 \text{ cm}^2.$$

❖ Conclusion :

L'ELS est plus défavorable, et donc l'aire de la section d'acier transversaux nécessaire en S1 vaut :

$$A_{s \text{ S1}} = 21,6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ HA25 ou } 7 \text{ HA20}^5.$$

On prendra par ailleurs une section d'acier longitudinaux tels que : $A_{l \text{ S1}} = \frac{A_{s \text{ S1}}}{3}$ i.e.

$$A_{l \text{ S1}} = 7,2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA16}$$

⁵ On se sert pour cela du tableau p.43 du poly de béton armé

2 Section d'acier en S2

Nous procéderons de la même façon que précédemment pour déterminer les aires d'aciers nécessaires pour les ATI et ALI.

a) Aciers transversaux inférieurs ATI :

❖ Dimensionnement à l'ELS :

Déterminons la valeur de α :

$$\sigma_s \alpha^3 - 3\sigma_s \alpha^2 - \frac{6nM_{els} * (\alpha - 1)}{bd^2} = 0$$

avec $\sigma_s = 250 \text{ Mpa}$ $n = 15$
 $M_{ELS} = - 0,09115 \text{ MN.m}$ $b = 1 \text{ m}$
 $d = 0,21 \text{ m}$

$$250\alpha^3 - 750\alpha^2 - 186,02\alpha + 186,02 = 0$$

$$\alpha = - 0,5723 \text{ ou } 0,4113 \text{ ou } 3,1609 \text{ soit } \alpha = \mathbf{0,4113}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha * \sigma_s}{n(1 - \alpha)} = \frac{0,4113 * 250}{15 * (1 - 0,4113)} = 11,64 \text{ MPa}$$

On vérifie que la contrainte dans le béton n'est pas dépassée :

$$\sigma_{bc} = 11,64 \text{ Mpa} < 0,6 * 30 = 18 \text{ MPa.}$$

Calcul de l'aire d'acier nécessaire à l'ELS en S2 pour les armatures transversales inférieures :

$$A_s = \frac{\alpha b d \sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{0,4113 * 1 * 0,21 * 11,64}{2 * 250} = 0,00201 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{A_{s\ ELS\ S2\ (ATI)} = 20,1 \text{ cm}^2}$$

❖ Dimensionnement à l'ELU :

$$M_{ELU} = 125,94 \text{ kN.m} = 0,126 \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu = \frac{M_{ELU}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,126}{1 * (21.10^{-2})^2 * 17} = 0,168 \leq 0,48$$

d'où on en déduit la valeur de α : $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0,231$.

On a : $\alpha < 0,259$ donc on est en pivot A.

Donc l'aire de la section d'acier nécessaire en S2 à l'ELU pour les armatures transversales inférieures vaut :

$$A_s = \frac{0,8 * \alpha * b * d * f_{bc}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 * 0,231 * 1 * 21.10^{-2} * 17.10^6}{500.10^6 / 1,15} = 1,52.10^{-3} m^2$$

$$\mathbf{A_{S_{ELU S2 (ATD)}} = 15,2 \text{ cm}^2.}$$

❖ Conclusion :

L'ELS est plus défavorable, et donc l'aire de la section d'acier nécessaire en S2 pour les armatures transversales inférieures vaut :

$$\mathbf{A_{S_{S2 (ATD)}} = 20,1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ HA20}.}$$

On prendra par ailleurs une section d'acier longitudinaux tels que : $A_{t_{S2}} = \frac{A_{S_{S2}}}{3}$ i.e. l'aire de la section d'acier nécessaire en S2 pour les armatures longitudinales inférieures vaut :

$$\mathbf{A_{t_{S1}} = 6,7 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA12}.}$$

3 Principe de ferrailage

Dimensionnement des aciers en S1 :

$$\bar{\sigma} = 250MPa$$

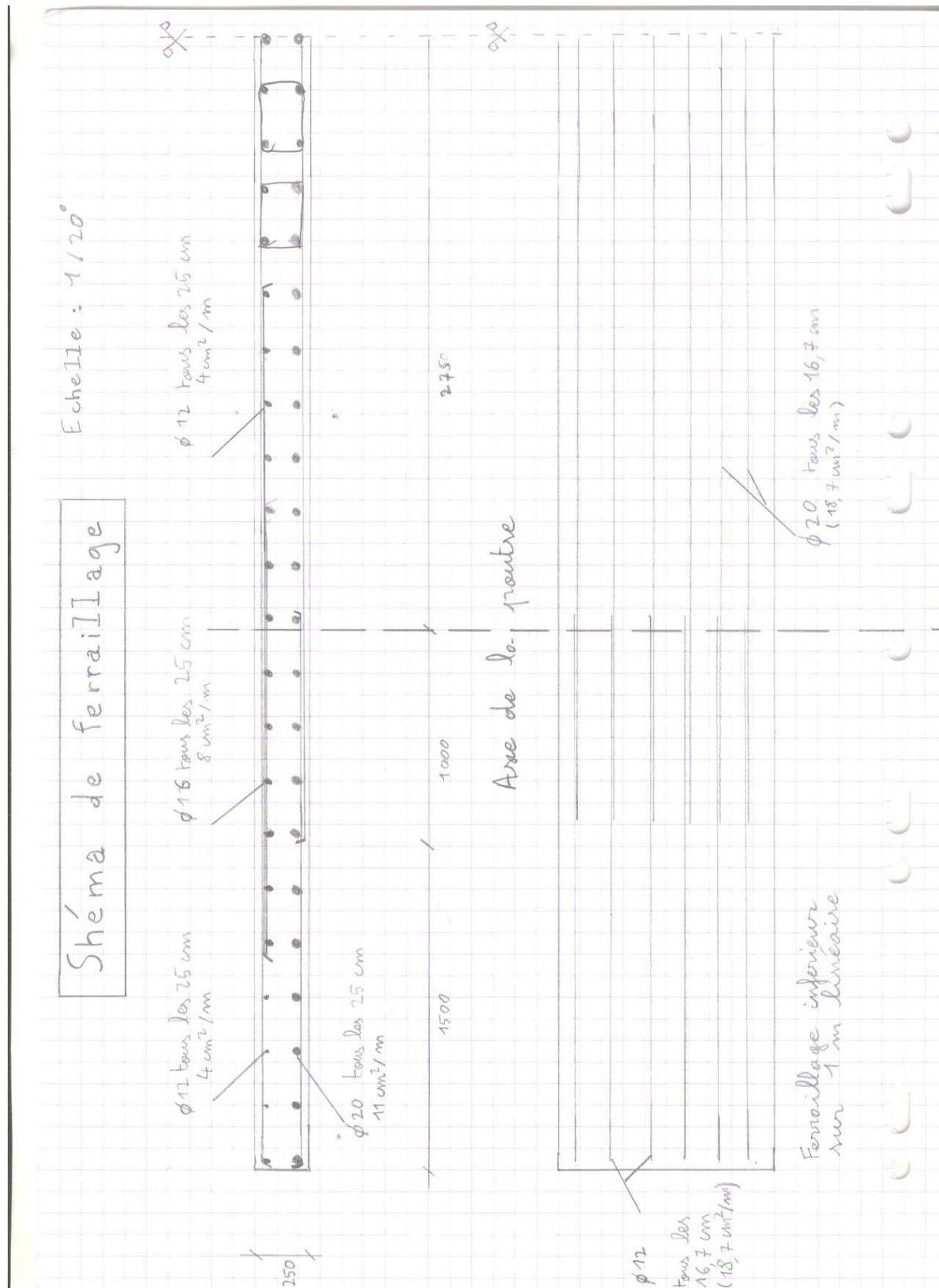
$$\alpha = 0.4238$$

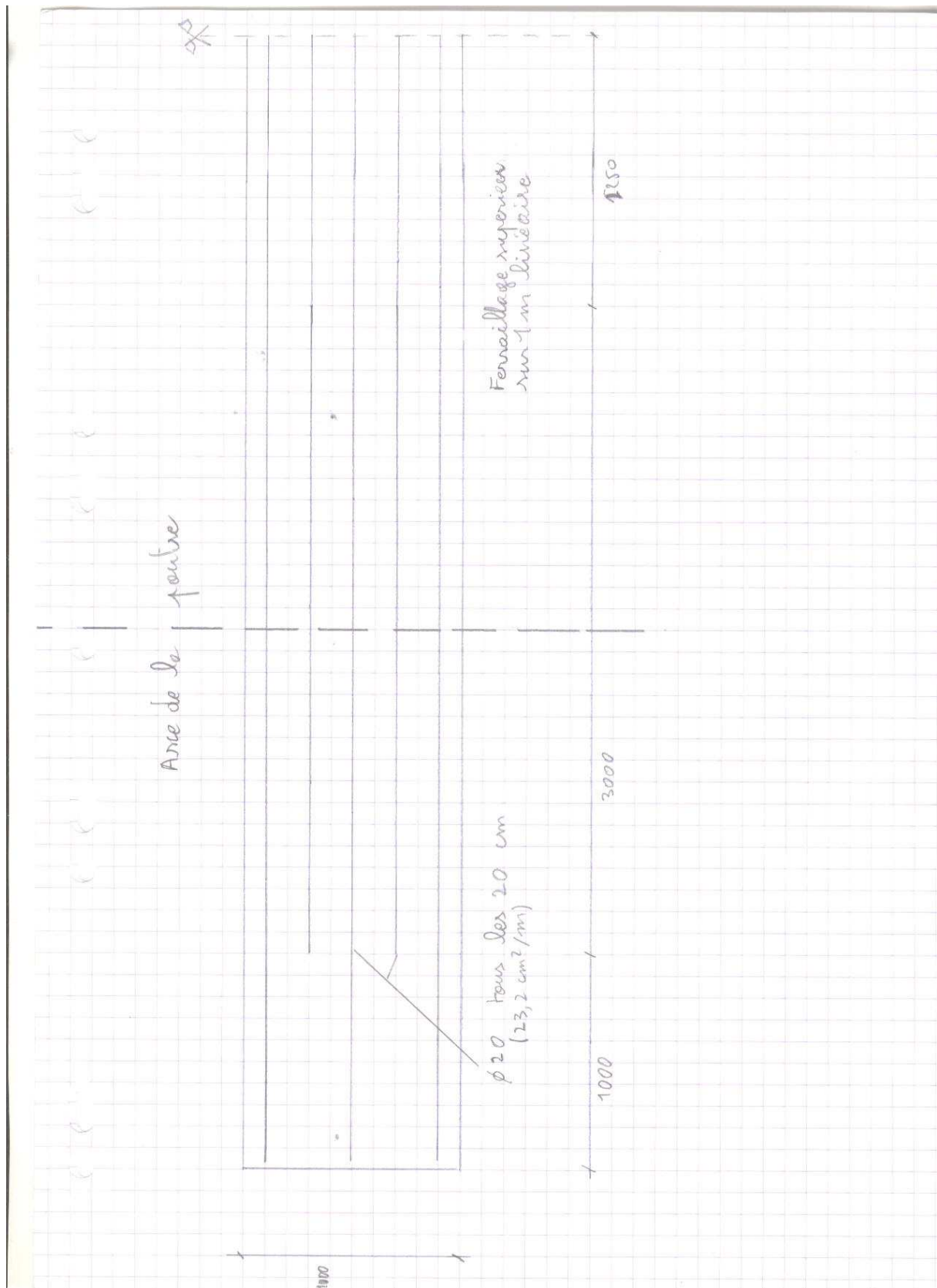
$$A_s = 32.69 \text{ cm}^2.$$

On ferraille les aciers transversaux avec des HA25 pour la nappe supérieure. Il faut 5 aciers par mètre linéaire soit un intervalle de 20 cm.

On ferraille les aciers transversaux avec des HA12 et des HA20 pour la nappe inférieure. Il faut donc 7 aciers par mètre linéaire soit un intervalle de 12 cm.

On ferraille les aciers longitudinaux avec des HA16 et des HA12. Il faut donc 34 aciers de chaque type pour la largeur du tablier de 10.50m, soit un intervalle de 31 cm.

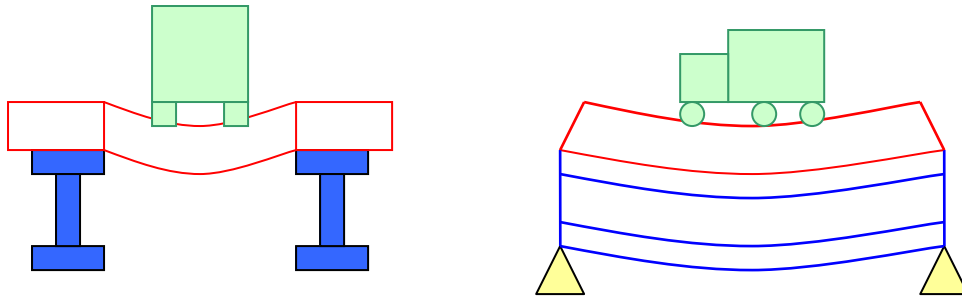




II. Calcul des efforts dans les poutres métalliques

1 Définition

Le tablier est soumis à des sollicitations suivant deux directions :



Rôle des poutres principales :

Les poutres métalliques ont pour rôle de soutenir la dalle en béton et de transmettre tous les efforts ou charges appliqués au pont aux appuis. Couplées à la dalle en béton, elles constituent également chacune une section mixte qui reprend les efforts de flexion (flexion générale ou flexion longitudinale). Elles sont ainsi soumises à un moment fléchissant M et à un effort tranchant V . Ce sont ces deux efforts que nous allons déterminer ainsi que leur pondération à l'ELS et à l'ELU.

Mode d'exécution du tablier :

- 1^{ère} phase : Mise en place de la charpente
- 2^{ème} phase : Exécution de la dalle
- 3^{ème} phase : Pose des superstructures
- 4^{ème} phase : Mise en service

Ainsi, dans un premier temps, les poutres travailleront seules en tant que charpente métallique (poutres acier) : c'est-à-dire à partir de leur pose (poids propre) et pour soutenir la dalle lors de sa réalisation (on supposera qu'elle sera réalisée en une seule phase). Les charges associées seront notées $G_1 = G_a$ (acier) + G_b (dalle béton).

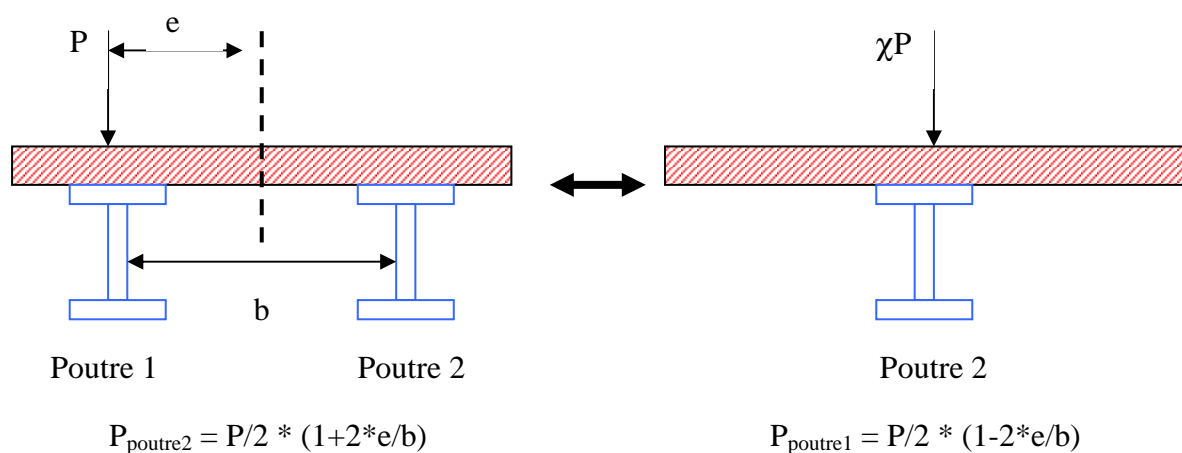
Dans un deuxième temps, quand la dalle sera achevée, les poutres métalliques seront incluses dans des poutres mixtes. Chaque poutre métallique aura à supporter les équipements (garde corps, trottoir, corniche, étanchéité, enrobé) réalisés après la dalle et dont les sollicitations associées sont notées G_2 ainsi que les charges variables dues au trafic (réparties : UDL et concentrées : TS) et aux piétons sur les trottoirs.

Pour le dimensionnement à l'ELS puis à l'ELU des poutres, nous aurons donc deux situations à considérer :

- la poutre métallique seule soumise à G_1
- la poutre incluse dans la section mixte soumise à la totalité des charges permanentes et variables.

Les charges permanentes sont symétriques transversalement. Nous pourrions donc simplifier le problème en ne travaillant que sur une demie portée ($L / 2 = 36,25$ m), ce qui revient à faire les calculs des sollicitations pour une poutre.

Par contre, les surcharges ne le sont pas systématiquement. Néanmoins, nous pouvons nous ramener à un demi pont afin d'obtenir les sollicitations pour une poutre. Pour ce faire, nous appliquerons un coefficient correctif tel que :



2 Actions appliquées à une poutre

a) Actions permanentes

On décompose ces charges en G1, poids propre, et G2, superstructure.

- ❖ **Poids propre** : G1 représente le poids de la dalle de béton armée dimensionnée précédemment, ainsi que le poids de la charpente métallique.

Pour la dalle de béton on a :

$$G_b = \frac{10,50}{2} * 0,25 * 25 = 32,81 \text{ kN / m} \quad (\text{une poutre reprend la moitié de la dalle})$$

Pour la charpente : comme ce poids dépend du dimensionnement qui sera fait à l'étape ultérieure, on l'approximera avec une formule statistique qui évalue une moyenne du poids de charpente en fonction de la longueur d'un ouvrage quelconque.

$$\text{On a donc : } G_a = (0,150X^{1,6} + 100) * \frac{10,50}{2} * 1,06 * 10^{-2} \text{ pour avoir la valeur en kN/m}$$

où $X = 1,4 * L$ car on a un ouvrage d'art à une seule travée (L est la portée, $L=72,5m$)
1,06 est un coefficient de pondération

$$G_a = 19,11 \text{ kN} / m$$

Finalement, on obtient : $G1 = G_a + G_b$, soit **$G1 = 51,92 \text{ kN/ml}$** .

- ❖ **Superstructure** : $G2$ représente le poids des superstructures. Il est déterminé à partir du profil transversal que l'on a arrêté au début.

$$G_2 = \frac{1}{2} * [1,06 * (\text{gardes corps} + \text{corniches} + \text{trottoirs}) + \text{é} \tan \text{chéité} + \text{revêtement}]$$

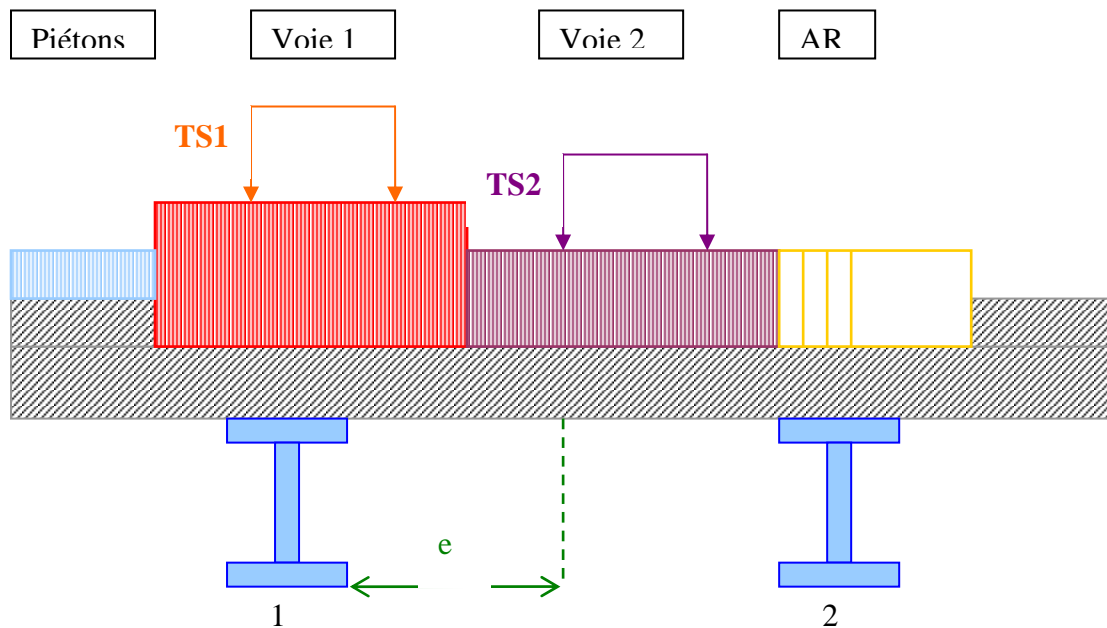
$$G_2 = \frac{1}{2} * [1,06 * (0,5 * 2 + 4 * 2 + 8,6 * 2) + 1,20 * 7,50 * 0,05 * 24 + 1,40 * 7,50 * 0,08 * 24]$$

$$G_2 = 29,37 \text{ kN} / ml$$

Finalement, on obtient : **$G2 = 29,37 \text{ kN/ml}$** .

b) Cas des surcharges

On charge le tablier de la manière suivante :



Voie n°1	UDL : $9 \cdot 0,7 = 6,3 \text{ kN/m}^2$ TS : $300 \cdot 0,9 = 270 \text{ kN/essieu}$ (2 efforts concentrés de 135 kN par essieu)
Voie n°2	UDL : $2,5 \cdot 1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$ TS : $200 \cdot 0,8 = 160 \text{ kN/essieu}$ (2 efforts concentrés de 80 kN par essieu)
AR	UDL : $2,5 \cdot 1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
Trottoirs	$2,5 \text{ kN/m}^2$

Remarque : Le fait de charger au-delà de l'axe de la poutre 2 va venir diminuer le moment sur la poutre 1. C'est pourquoi on ne place pas de surcharge d'aire résiduelle ou de piétons sur la partie du tablier située à droite de la poutre 2.
 Les eurocodes autorisent un chargement sur 50 cm.

Nous allons effectuer les calculs pour la poutre 1 en utilisant la formule vue ci-dessus.

❖ Charges concentrées TS

Pour simplifier les calculs, nous considèrerons que les essieux des tandems TS sont confondus longitudinalement.

Pour la Voie 1 on a :

$$P = 2 \cdot 270 = 540 \text{ kN}$$
$$e = -2,25 \text{ m}$$

$$\text{d'où } P_1 = \frac{540}{2} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot (-2,25)}{5,50}\right) = 270 \cdot \left(1 + \frac{4,5}{5,5}\right) \text{ et } P_1 = \mathbf{490,9 \text{ kN}}$$

Pour la Voie 2 on a :

$$P = 2 \cdot 160 = 320 \text{ kN}$$
$$e = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{d'où } P_1 = \frac{320}{2} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,75}{5,50}\right) \text{ et } P_1 = \mathbf{116,4 \text{ kN}}$$

D'où en sommant ces deux valeurs, on obtient la charge $2q_{TS}$ sollicitant la poutre 1 : $2q_{TS} = 490,9 + 116,4 = 607,3 \text{ kN}$

$$\boxed{2q_{TS} = 607,3 \text{ kN/m}}$$

❖ Charges réparties UDL

Pour la Voie 1 on a :

$$P = q_1 \cdot \text{largeur de V1} = 6,3 \cdot 3 = 18,9 \text{ kN/m}$$
$$e = -2,25 \text{ m}$$

$$\text{d'où } P_1 = \frac{18,9}{2} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 2,25}{5,50}\right) \text{ et } P_1 = \mathbf{17,18 \text{ kN/m}}$$

Pour la Voie 2 on a :

$$P = q_2 \cdot \text{largeur de V2} = 2,5 \cdot 3 = 7,5 \text{ kN/m}$$
$$e = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{d'où } P_1 = \frac{7,50}{2} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,75}{5,50}\right) \text{ et } P_1 = \mathbf{2,73 \text{ kN/m}}$$

Pour l'aire résiduelle (AR) :

$$P = q_2 \cdot \text{largeur de AR} = 2,5 \cdot 1,5 = 3,75 \text{ kN/m}$$

$e = 3 \text{ m}$

d'où $P_1 = \frac{3,75}{2} * (1 - \frac{2 * 3}{5,50})$ mais comme $P_1 < 0$ nous ne retiendrons pas la contribution de UDL sur AR.

Finalement, en sommant ces valeurs nous obtenons $q_{UDL} = 17,18 + 2,73 = 19,91 \text{ kN/m}$

$$q_{UDL} = 19,9 \text{ kN/m}$$

❖ Charges de trottoirs

$P = q_2 * \text{largeur du trottoir} = 2,5 * 1,5 = 3,75 \text{ kN/m}$
 $e = -4,5 \text{ m}$

d'où $P_1 = \frac{3,75}{2} * (1 + \frac{2 * 4,5}{5,50})$ et $P_1 = 4,94 \text{ kN/m}$

Finalement, nous avons donc la valeur de la charge de trottoir sollicitant la poutre 1 :

$$q_{\text{Trottoir}} = 4,94 \text{ kN/m}$$

❖ Bilan

Après calcul, nous avons donc :

- Charges concentrées :

$$Q = TS = 607,3 \text{ kN/m}$$

- Charges réparties (UDL + trottoirs) :

$$q = UDL + \text{Trottoirs} = 19,9 + 4,94 = 24,84 \text{ kN/m}$$

On décompose les surcharges en deux contributions : S1 et S2.

S1 est la somme des contributions des charges réparties et des tandems sur la chaussée (voie 1, voie 2 et aire résiduelle).

$$S1 = q_{UDL} + q_{TS} = 607,3 + 19,9$$

$$S1 = 627,2 \text{ kN/m}$$

S2 est la surcharge due aux piétons (rappelons que l'on ne charge que le trottoir du côté de la poutre).

$$S2 = 2.5 * 1.5 / 2 (1 + 2 * 4.50 / 5.50)$$

$$S2 = 4.94 \text{ kN/ml}$$

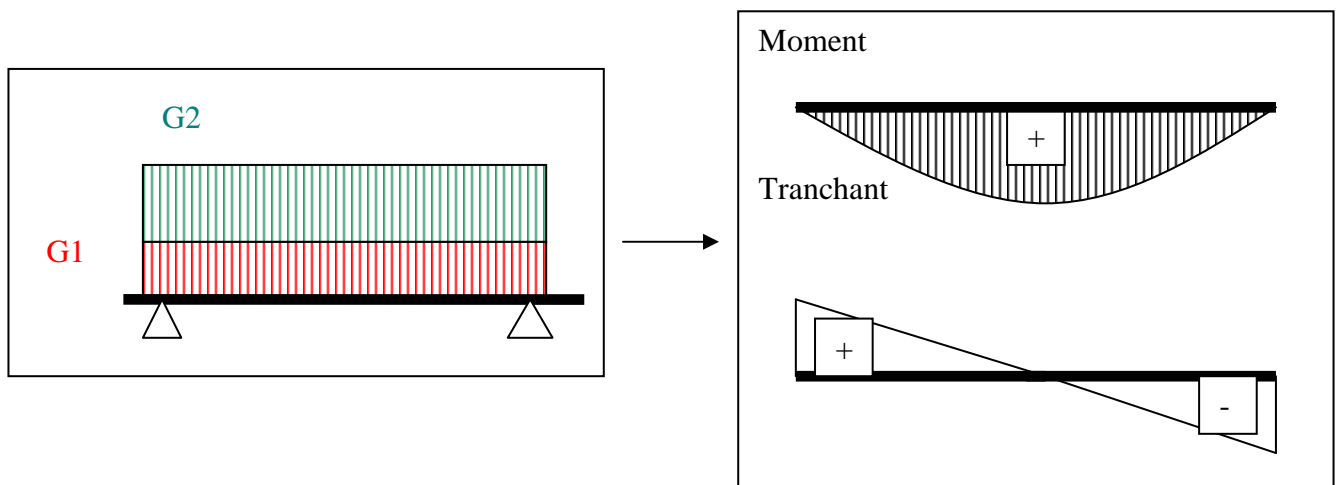
3 Calcul des efforts

Nous allons à présent calculer les efforts, moment fléchissant et effort tranchant, qui s'appliquent aux poutres métalliques. Nous allons calculer leurs valeurs tous les dixièmes de portée du pont jusqu'à mi-portée, soit aux abscisses $X = 0,1L, 0,2L, 0,3L, 0,4L$ et $0,5L$ où $L = 72,5$ mètres.

Nous allons donner ci-dessous tout d'abord, le détail des formules littérales correspondant aux moments fléchissant et aux efforts tranchant qui correspondent aux différentes actions sollicitantes, puis nous synthétiserons les valeurs numériques obtenues dans un tableau.

❖ Cas des actions G1 et G2 :

On a affaire à des actions réparties qui s'appliquent sur toute la longueur du pont. On a donc :



Les formules explicites en x sont donc :

$$M_{G1}(x) = G_1 * \frac{x}{2} * (L - x) = 51,92 * \frac{x}{2} * (72,5 - x) \quad (\text{en kN.m})$$

$$V_{G1}(x) = G_1 * (\frac{L}{2} - x) = 51,92 * (\frac{72,5}{2} - x) \quad (\text{en KN})$$

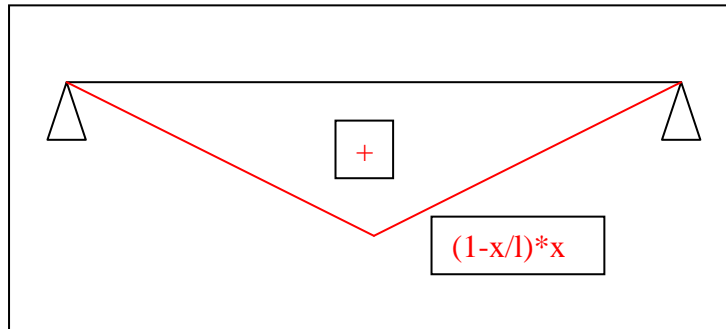
De même :

$$M_{G2}(x) = G_2 * \frac{x}{2} * (L - x) = 29,37 * \frac{x}{2} * (72,5 - x) \quad (\text{en kN.m})$$

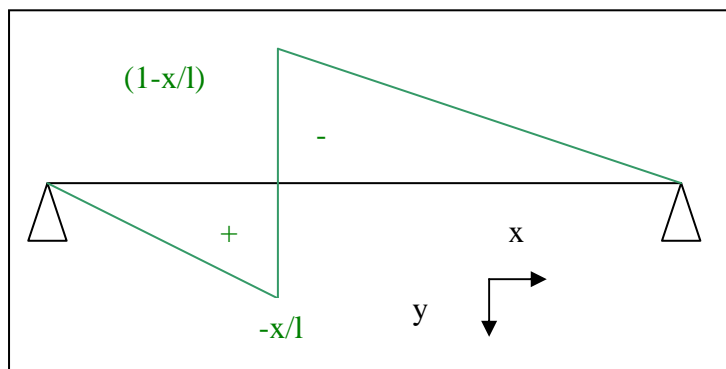
$$V_{G2}(x) = G_2 * (\frac{L}{2} - x) = 29,37 * (\frac{72,5}{2} - x) \quad (\text{en KN})$$

❖ Cas de q_{UDL} , $q_{trottoir}$ et q_{TS} :

Nous allons ici utiliser le concept de la ligne d'influence qui représente la courbe de l'effort (M ou T) dans une section d'abscisse x soumise à une charge unitaire d'abscisse α .
 La ligne d'influence du moment en x est :



La ligne d'influence de l'effort tranchant en x est :

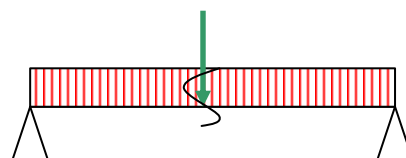


L'intérêt de la ligne d'influence est de donner directement la valeur de l'effort par lecture directe pour les charges ponctuelles (TS) ou par intégration de la ligne d'influence pour les charges réparties (UDL). Pour obtenir un effort maximal en x , on applique la surcharge ponctuelle en x et on applique la surcharge répartie sur la partie à droite de x ; pour obtenir un effort tranchant minimum, on applique la surcharge ponctuelle en x et on applique la surcharge répartie sur la partie à gauche de x .



Pour ce qui est du moment, le chargement le plus défavorable consiste à placer la surcharge ponctuelle en x et les surcharges réparties sur la totalité de la longueur du pont.

Mmax



Nous avons ainsi les formules de calcul suivantes :

Pour q_{UDL} et $q_{trottoir}$:

$$Mq_{UDL}(x) = q_{UDL} * \frac{x}{2} * (L - x) = 19,9 * \frac{x}{2} * (72,5 - x) \quad (\text{en kN.m})$$

$$Vq_{UDL}(x) = q_{UDL} * \frac{(L - x)^2}{2L} = 19,9 * \frac{(72,5 - x)^2}{145} \quad (\text{en KN})$$

De même pour $q_{trottoir}$:

$$Mq_{trottoir}(x) = q_{trottoir} * \frac{x}{2} * (L - x) = 4,94 * \frac{x}{2} * (72,5 - x) \quad (\text{en kN.m})$$

$$Vq_{trottoir}(x) = q_{trottoir} * \frac{(L - x)^2}{2L} = 4,94 * \frac{(72,5 - x)^2}{145} \quad (\text{en KN})$$

Pour q_{TS} :

$$Mq_{TS}(x) = 2q_{TS} * \frac{L - x}{L} * x = 607,3 * \frac{72,5 - x}{72,5} * x \quad (\text{en kN.m})$$

$$Vq_{TS}(x) = 2q_{TS} * \frac{L - x}{L} = 607,3 * \frac{72,5 - x}{72,5} \quad (\text{en KN})$$

Les résultats des calculs des efforts tous les dixièmes de portée sont synthétisés dans le tableau de la page suivante.

❖ **Tableau de valeurs :**

x	valeur en mètre	Moment fléchissant M (kN.m)					Effort tranchant V (kN)				
		G ₁	G ₂	2q _{TS}	q _{UDL}	q _{trottoir}	G ₁	G ₂	2q _{TS}	q _{UDL}	q _{trottoir}
0	0	0	0	0	0	0	1735	1065	607	808	179
0,1L	7,25	11320	6947	3963	5275	1168	1388	852	547	655	145
0,2L	14,5	20125	12350	7045	9377	2077	1041	639	486	517	115
0,3L	21,75	26414	16209	9246	12308	2726	694	426	425	396	88
0,4L	29	30188	18525	10567	14066	3116	347	213	364	291	64
0,5L	36,25	31446	19297	11007	14652	3246	0	0	304	202	45

Ainsi nous avons donc :

x	valeur en mètre	M _{ELS}	M _{ELU}	V _{ELS}	V _{ELU}
0	0	0	0	4394	5932
0,1L	7,25	28673	38709	3586	4841
0,2L	14,5	50974	68815	2798	3777
0,3L	21,75	66904	90320	2029	2739
0,4L	29	76461	103223	1280	1728
0,5L	36,25	79647	107524	551	743

Les valeurs maximales sont respectivement :

- à mi portée :

$$M_{ELS} = 79\,647 \text{ kN.m}$$

$$M_{ELU} = 107\,524 \text{ kN.m}$$

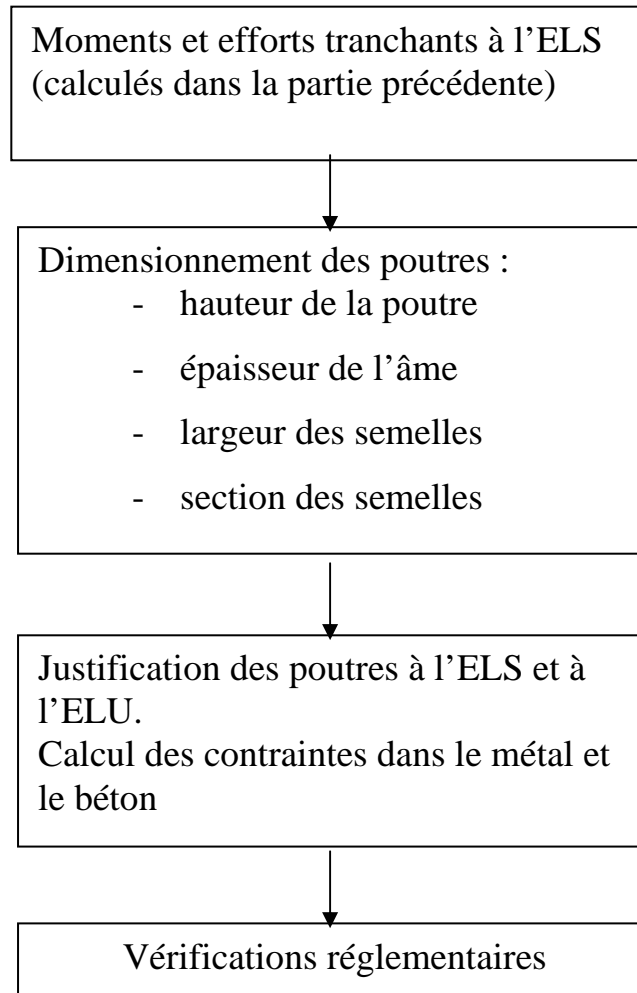
- sous appuis :

$$V_{ELS} = 4\,394 \text{ kN}$$

$$V_{ELU} = 5\,932 \text{ kN}$$

III. Dimensionnement des poutres principales :

Nous allons procéder de la manière suivante :



Les caractéristiques des matériaux sont telles que:

Béton C30/37 (B30)

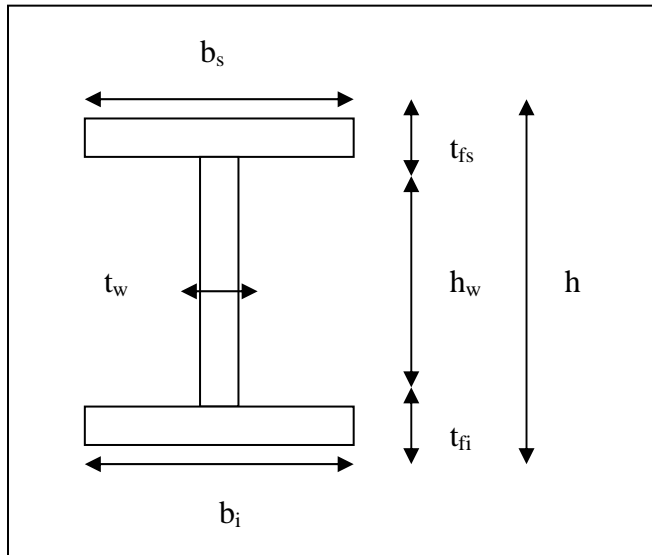
$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ résistance caractéristique de compression

$f_{cm} = f_{c28} + 8 = 38 \text{ MPa}$ caractéristique moyenne de compression

$$E_{cm} = 22000 * \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$$

1 Dimensionnement de l'âme

❖ Présentation des notations :



h : hauteur de la poutre
 h_w : hauteur de l'âme
 t_w : épaisseur de l'âme
 b_s : largeur de la membrure supérieure
 t_{fs} : épaisseur de la membrure supérieure
 b_i : largeur de la membrure inférieure
 t_{fi} : épaisseur de la membrure inférieure

❖ Hauteur de l'âme – règle d'élancement

On choisira $L/22$ arrondi aux 5 cm supérieurs.

$$\text{Ici } L / 22 = 72,5 / 22 = 3,30 \text{ m}$$

Conclusion, on a donc : **$h = 3,30 \text{ m}$**

❖ Epaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme doit être déterminée en tenant compte de trois conditions dont on ne retiendra que la plus limitante :

- les phénomènes de voilements
- les difficultés d'usinage d'une âme trop mince
- l'esthétique

Pour limiter les phénomènes de voilements et le nombre des raidisseurs, on se propose de limiter la contrainte τ à environ 160 Mpa à l'ELU. Il faut donc $t_w > \frac{V_{ELU}}{160 * h}$. Ici, nous

avons $V_{ELU} = 5,932 \text{ MPa}$, au maximum au niveau de l'appui, d'où $t_w > 11,2 \text{ mm}$.

La condition d'épaisseur minimale impose $t_w > 12 \text{ mm}$

La condition d'élancement veut que $h_w / t_w < 166$. On supposera pour simplifier que h_w et h sont peu différentes. Il faut donc $t_w > h_w / 166 = 19,9 \text{ mm}$

On a donc $t_w = 20 \text{ mm}$.

2 Dimensionnement des membrures

❖ Largeur des membrures

Les largeurs des membrures sont fournies par des tables et des tableaux en fonction de la portée de l'ouvrage. Pour une portée de 72,5 mètres, la table fournie (cf. poly p.4.4):

$$b_s = 900 \text{ mm}$$

$$b_i = 1000 \text{ mm}$$

❖ Epaisseur des membrures

L'élançement de la semelle, i.e. le rapport épaisseur – largeur, doit être suffisant afin d'empêcher tout risque de voilement local.

Les conditions s'écrivent en arrondissant au mm supérieur :

$$t_{fs} = \frac{b_s - t_w}{28\varepsilon} = 39 \text{ mm}$$

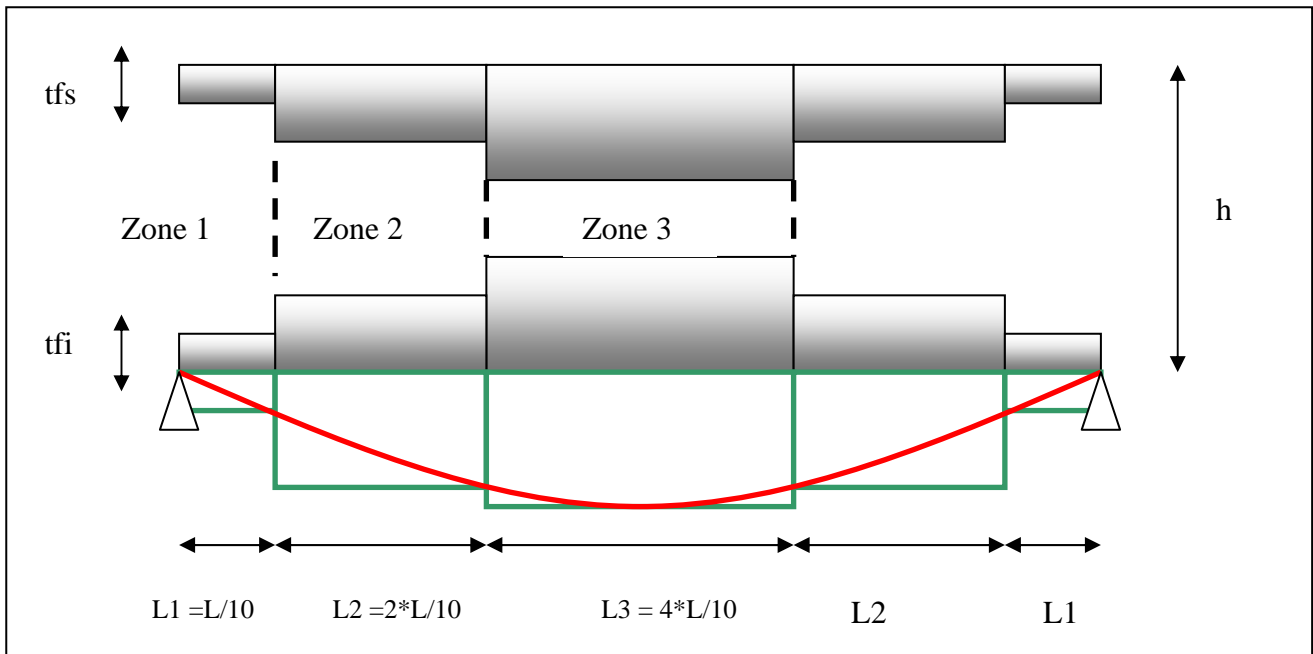
$$t_{fi} = \frac{b_i - t_w}{28\varepsilon} = 43 \text{ mm}$$

$$\text{où } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{345}} = 0,825$$

d'où $h_w = h - t_{fs} - t_{fi} = 3300 - 39 - 43 = 3218 \text{ mm}$

Ainsi : $t_{fs} = 39 \text{ mm}$, $t_{fi} = 43 \text{ mm}$, $h_w = 3,22 \text{ m}$

Comme nous avons un moment parabolique, il est plus intéressant de ne pas utiliser un t_f constant sur la longueur de la travée pour des questions d'économies financières. Nous allons donc découper le pont en un certain nombre de parties homogènes.



La zone 3 est souvent d'une largeur variant de 0,45 à 0,5 L , avec L , portée de l'ouvrage.

Pour $L = 72,5$ m, on aura donc une zone 3 de largeur allant de 33 à 37 m.

On vérifiera la résistance de chaque poutre dans chacune des zones ainsi définies.

Eventuellement, dans le cas où la section est « surdimensionnée » sur les longueurs définies ci-dessus (i.e. elle peut supporter des efforts plus importants), nous adapterons les longueurs L_i de façon à minimiser la section d'acier nécessaire et donc le coût.

3 Vérification des sections aux ELS

On vérifie un comportement réversible sous charges de service.

Nous allons vérifier que les contraintes limites dues aux sollicitations sont inférieures aux contraintes limites des matériaux. Nous tiendrons compte du phasage du pont, en raisonnant par superposition compte tenu de la linéarité des formules mises en œuvre.

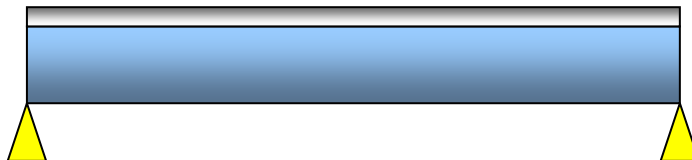
Nous rappelons que la construction du pont se fait suivant le phasage suivant :

❖ Phasage de construction

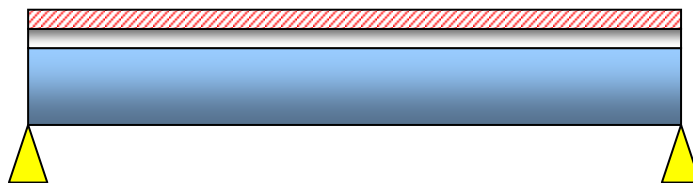
Phase 1 : On lance la charpente avec le métal seul.



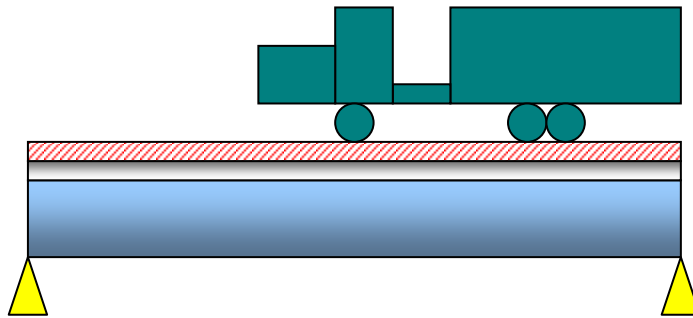
Phase 2 : On coule la dalle de béton. On supposera qu'elle est coulée en une fois ce qui simplifiera le problème. On raisonne à 1 jour, donc le béton n'a pas encore fait prise et seules les poutres supportent la charge permanente due à leur poids propre et à celui de la dalle.



Phase 3 : On raisonne à 60 jours. Le béton a fait prise et l'on raisonne maintenant en section mixte. On a mis en place les superstructures. On adopte un coefficient d'équivalence $n = 16.4$.



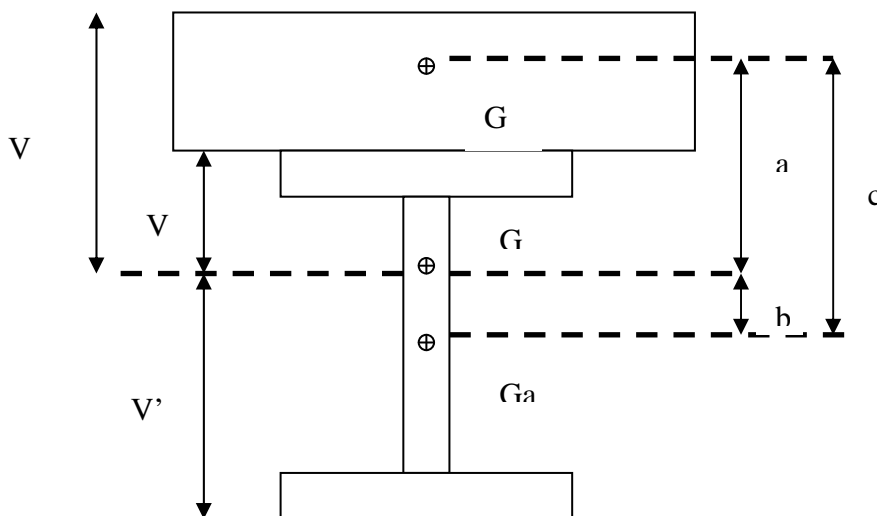
Phase 4 : On considère des surcharges de courte durée. Le béton ne flue pas et on a donc $n = n_0$. Pour le phénomène de retrait, on prendra $n = 17,28$ (voir ci-dessous).



❖ Cumul des contraintes

On va calculer les contraintes créées à chacune de ces phases et on va les sommer afin de vérifier que l'on reste bien dans le domaine élastique et qu'il n'y pas de plastification des aciers ou de trop grande compression du béton.

Fonctionnement en section mixte



Principe de calcul

On remplace le béton par une section d'acier $n = \frac{E_{acier}}{E_{béton}}$ fois plus petite, n est appelé

coefficient d'équivalence⁶. On considère alors une section mixte de surface $\Sigma = S_{acier} + \frac{S_{béton}}{n}$

et d'inertie $I_n = I_{acier} + \frac{I_{béton}}{n} + \frac{c^2 * S_a * S_b}{n * \Sigma}$.

⁶ Pour le calcul de n, on utilisera l'abaque fournit en annexe dans le poly, avec un rayon moyen, h0, égal à 570, un ciment C30/37 à prise normale.

Nous distinguons donc trois phases pour lesquelles nous aurons à considérer soit une section de métal seul, ou alors une section mixte:

- Une première phase qui correspond au moment où la dalle vient d'être coulée : le poids du métal et de la dalle G_1 s'appliquent alors et la section résistante se limite à la *section en métal*.
- Une deuxième phase qui correspond à l'installation des superstructures. Il s'applique alors la charge G_2 et la section résistante est alors la *section mixte* avec un coefficient $n_{superst} = n_0 * (1 + 1,1 * 1,5)$ et $n_s = 16,93$.
- Une troisième phase qui correspond à l'application des surcharges $S_1 + S_2$. Le coefficient n vaut alors $n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{2200 * (\frac{f_{cm}}{10})^{0,3}} = \frac{210000}{32800} = 6,39$.
- Enfin, on prend en compte les effets du retrait, $n_{retrait} = n_0 * (1 + 0,55 * 3,1)$ et $n_r = 17,28$.

Suivant le principe de superposition, nous sommerons par la suite les différentes contributions afin de les comparer aux contraintes limites :

- Dans le béton : $0,6 * f_{cj} = 18$ MPa
- Dans les aciers : f_{yk} pour les contraintes normales, f_{yk} dépend de l'épaisseur de l'acier

Pour les actions variables : $n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{2200 * (\frac{f_{cm}}{10})^{0,3}} = \frac{210000}{32800} = 6,39$

Pour les actions permanentes : $n_L = n_0 * [1 + \psi_L * \varphi(\infty, t_0)]$

où $\varphi(\infty, t_0)$ = coefficient de fluage au temps $t = \infty$. (t_0 = âge du béton lors du chargement)

ψ_L = facteur multiplicatif de fluage

Nous prendrons les valeurs suivantes :

	Superstructure	Retrait
t_0	60 j	1 j
ψ_L	1,10	0,55

Première phase

Contrainte dans le béton : $\sigma_b = 0$

$$\text{Contrainte dans les aciers : } \sigma_{as} = \frac{M_{G1} * V_a}{I_a} ; \sigma_{ai} = \frac{M_{G1} * V'_a}{I_a}$$

Deuxième phase

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_b = \frac{M_{G2} * V_b}{n_s * I_n}$$

$$\text{Contrainte dans les aciers : } \sigma_{as} = \frac{M_{G2} * V_a}{I_n} ; \sigma_{ai} = \frac{M_{G2} * V'_a}{I_n}$$

Troisième phase

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_b = \frac{M_{S1+S2} * V_b}{n_0 * I_n}$$

$$\text{Contrainte dans les aciers : } \sigma_{as} = \frac{M_{S1+S2} * V_a}{I_n} ; \sigma_{ai} = \frac{M_{S1+S2} * V'_a}{I_n}$$

Prise en compte du retrait à 1 jour

$$\text{Contrainte dans l'acier : } \sigma_{sr} = \frac{N}{\Sigma} + \frac{M * V_a}{I_n}$$

avec :

- $N = A_b * \epsilon_r * E_b$
- $M = N * a_{nr}$ (en Gn)

ϵ_r est la déformation totale de retrait. Elle correspond à la somme de la déformation due au retrait de dessiccation (ϵ_{cd}) et de la déformation due au retrait endogène (ϵ_{cs}).

Calcul de ϵ_r :

Le rayon moyen de la dalle est : $h_0 = \frac{2 * AC}{U}$ où U est le périmètre utile.

$$\begin{aligned} \text{On a : } AC &= 10,50 * 0,25 \\ U &= 10,50 + 2 * 0,25 - 2 b_s = \\ \text{D'où : } h_0 &= 570 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{On a : } \epsilon_{cd} = kh * \epsilon_{cd0}$$

Nous allons utiliser le tableau du poly p 4.17 pour calculer ϵ_{cd0}

On a le coefficient $k_h = 0,70$ car $h_0 \geq 500$, d'où en considérant que l'on a un ciment à prise normale, une humidité de 80%, et $f_{ck}/f_{ck,cube} = 40/50$ MPa, $\epsilon_{cd} = 0,24 \text{ ‰}$.

$$\text{On a : } \epsilon_{ca} = 2,5 * (f_{ck} - 10).10^{-6} = 5.10^{-5}$$

D'où: $\epsilon_r = 2,9.10^{-4}$, donc **N = 4,62 MN et M = 3,24 MN.m**

Le détail des applications numériques est fourni en annexe (voir tableaux excel). Nous allons tout de même expliciter ici le calcul correspondant à la vérification des conditions à l'ELS.

Vérification des conditions à l'ELS :

Entre 0 et 14,5 mètres et entre 58 et 72,5 mètres : section S1

Rappelons les dimensions des poutres d'acier :

h (m)	3,30
t _{fi} (m)	0,030
b _i (m)	1
t _{fs} (m)	0,034
b _s (m)	0,900
t _w (m)	0,020
A _a (m ²)	0,13

Les sollicitations maximales (x = 14,5 m) :

MG1 (MN.m)	20,125
MG2 (MN.m)	12,35
M(S1+S2) (MN.m)	18,50
M retrait	3,24

Les contraintes (MPa) et les conditions limites:

Charges	G1	G2	S1/S2	retrait	total ELS	contraintes limites
phase	n=infini, métal seul	n=16,4, mixte	n=no=6,6, mixte	n=17,2, mixte		
σ_b	0,00	2,35	11,50	-	13,85	18
σ_{as}	152,59	32,05	64,21	30,82	279,23	345
σ_{ai}	-137,43	-70,87	-57,83	-	-266,13	-345

Les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Entre 14,5 et 21,75 mètres et 50,75 mètres et 58 mètres : section S2

Rappelons les dimensions des poutres d'acier :

h (m)	3,30
t _{fi} (m)	0,055
b _i (m)	1
t _{fs} (m)	0,050
b _s (m)	0,900
t _w (m)	0,020
A _a (m ²)	0,16

Les sollicitations maximales (x = 21,75m):

MG1 (MN.m)	26,414
MG2 (MN.m)	16,21
M(S1+S2) (MN.m)	24,28
M retrait	2,70

Les contraintes (MPa) et les conditions limites:

Charges	G1	G2	S1/S2	retrait	total ELS	contraintes limites
phase	n=infini, métal seul	n=16,4, mixte	n=no=6,6, mixte	n=17,2, mixte		
σ _b	0,00	2,66	12,06	-	14,72	18
σ _{as}	145,28	36,83	67,39	20,77	270,27	345
σ _{ai}	-130,17	-70,37	-60,39	-	-260,93	-335

Les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Entre 21,75 et 43,5 mètres

Rappelons les dimensions des poutres en acier :

h (m)	3,30
t _{fi} (m)	0,080
b _i (m)	1
t _{fs} (m)	0,077
b _s (m)	0,9
t _w (m)	0,020
A _a (m ²)	0,21

Les sollicitations maximales (x = 36,25 m):

MG1 (MN.m)	31,446
MG2 (MN.m)	19,30
M(S1+S2) (MN.m)	28,90
M retrait	2,70

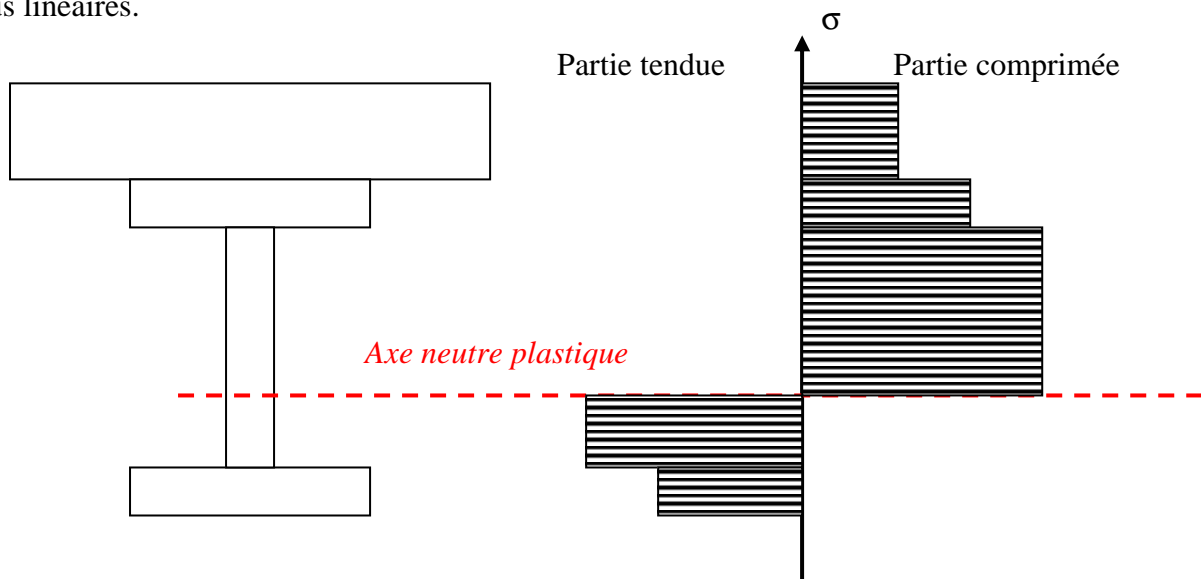
Les contraintes (MPa) et les conditions limites :

Charges	G1	G2	S1/S2	retrait	total ELS	contraintes limites
phase	n=infini, métal seul	n=16,4, mixte	n=no=6,6, mixte	n=17,2, mixte		
σ_b	0,00	2,66	11,22	-	13,88	18
σ_{as}	123,37	37,45	62,59	13,94	237,35	345
σ_{ai}	-113,65	-63,47	-57,66	-	-234,77	-335

Les conditions à l'ELS sont vérifiées.

4 Vérification à l'ELU

On considère maintenant la sollicitation globale M_{ELU} sans phasage ni retrait. On va dimensionner en considérant une plastification complète de la section et on ne cherchera donc pas à rester en élasticité. On cherche la résistance de l'ouvrage à la ruine et on raisonne pour que l'ouvrage supporte les charges globalement. Les diagrammes sont rectangulaires et non plus linéaires.



Nous devons déterminer la position de l'axe neutre plastique. Nous allons commencer par déterminer les forces FB et Fs max pouvant être reprises respectivement par l'acier et par le béton.

Calcul de FB

$FB = A_b * 0,85 * f_{ck} / 1,5$ avec A_b l'aire d'une section de béton pour une demie largeur et $f_{ck} = 30$ Mpa.

$$FB = (5.25 * 0.25) * 0.85 * 30 / 1.5$$

FB = 22.31 Mpa

Calcul de Fs max

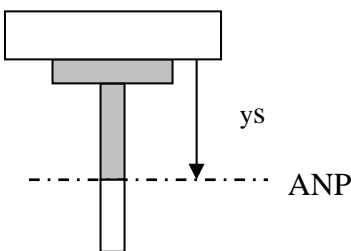
$$Fs \text{ max} = A_{\text{semelle sup}} * F_{ys} + A_{\text{âme}} * F_{yw} + A_i * F_{yi}$$

Fs max dépend des aires des semelles, i.e. de tfs et tfi. On va donc le calculer dans chaque zone du pont.

Dans les 3 zones, on $Fs \text{ max} > FB$. Donc, l'axe neutre est dans l'acier. Pour savoir s'il est dans la semelle supérieure ou dans l'âme, il faut comparer l'aire de la semelle supérieure à celle de l'acier comprimé.

Dans les trois cas, nous avons $A_{\text{semelle sup}} = b_s * t_{fs} > A_{s \text{ comprimé}} = \frac{F_s - F_c}{2 * f_{ys}}$.

L'axe neutre plastique est donc dans l'âme de la poutre dans les trois cas.



Nous pouvons alors calculer sa position, par rapport au sommet de la semelle supérieure :

$$y_s = \frac{A_s^{comp}}{b_s} \text{ où } A_s^{comp} \text{ est l'aire d'acier comprimée (voir formule ci-dessus).}$$

On trouve alors :

	Section 1	Section 2	Section 3
ys (m)	0,206	0,281	0,299

Avec ys mesuré à partir du haut de la semelle supérieure (voir dessin ci-contre).

On calcule alors, pour chacune des sections 1, 2 et 3, les moments plastiques résistants de chacune des parties i (dalle, membrure supérieure, âme comprimée, âme tendue, membrure inférieure) : $M_{ri} = F_i * d_i$ où d_i est la distance de la résultante à l'axe neutre plastique.

On obtient ainsi⁷ :

	Section 1 (x=14,5m)	Section 2 (x=21,75m)	Section 3 (x=36,25m)
Moment plastique résistant (MN.m)	71,43	90,45	115,03
Moment ELU (MN.m)	68,82	90,32	107,52

Conclusion :

Les poutres résistent bien à l'ELU. Leur dimensionnement est correct et il n'est pas nécessaire d'apporter des modifications.

⁷ Le détail des calculs est disponible au format excel. Voir annexes.

IV Détermination et vérification des éléments secondaires

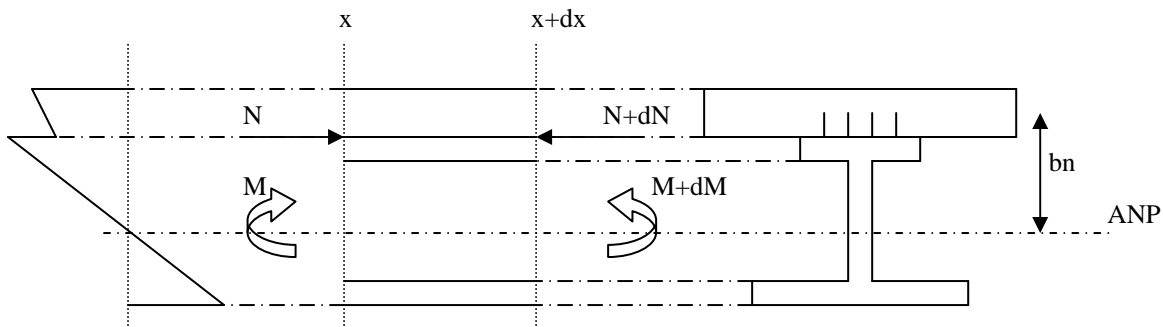
1 Calcul des connecteurs

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures, un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs de type goujons de diamètre $d = 22$ mm, de hauteur 150 mm. La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 350$ MPa, sa limite de rupture est $f_u = 450$ MPa.

Principe du calcul

Le but est de définir le nombre nécessaire de ces connecteurs. Les connecteurs sont soumis au glissement du aux actions générées après prise du béton et sous le poids g_2 des superstructures (équipements du tablier) et $(Q+q)$ des actions variables (UDL, TS, charges de trottoir). Le nombre des connecteurs nécessaires sera déterminé à l'ELS et à l'ELU.

Le glissement peut s'exprimer $g = \frac{(N + dN) - N}{dx} = \frac{dN}{dx}$



La théorie du glissement montre donc que le glissement de la dalle sur les poutres peut s'écrire :

$$g = \frac{V * Ab * bn}{n * I_n}$$

avec V effort tranchant du aux actions extérieures
 Ab aire de la section de béton
 Bn, I_n suivant les résultats précédents.

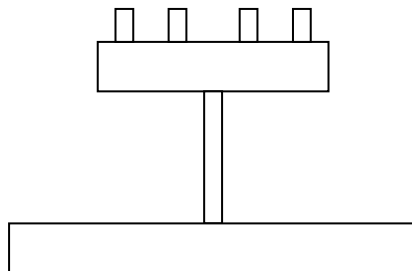
Résistance d'un connecteur

La ruine d'un connecteur peut intervenir soit par écrasement du béton avec la résistance

$$R_1 = 67 * \frac{d^2 * \sqrt{f_{ck}}}{1,3} = 119,7kN, \text{ soit par cisaillement de l'acier avec la résistance}$$

$R_2 = 0,7 * A_c * f_u = 137,4kN$. La résistance à la rupture d'un connecteur est donc $R_d = \min(R_1, R_2)$ soit **$R_d = 119,7 \text{ kN}$** .

Pour une portée de 72.5m, les connecteurs sont regroupés par nappe de 4.



L'espacement entre chaque nappe est donc défini par $e \leq 4 / n$ et pour éviter le soulèvement de la dalle il faut également vérifier $e \leq 80 \text{ cm}$.

Glissement à l'ELS

Nous avons donc à l'ELS $g_{ELS} = \frac{V_{ns} * A_b * b_{ns}}{n_s * I_{ns}} - \frac{V_{n0} * A_b * b_{n0}}{n_0 * I_{n0}}$ avec V_{ns} effort tranchant dû à G2, V_{n0} effort dû à UDL + TS + trottoirs.

Les calculs sont menés grâce à excel et regroupés en annexe dans le tableau connecteurs.

Il faut donc 277 connecteurs pour l'ELS sur une demi travée.

Glissement à l'ELU

G_{ELU} est calculé globalement sur la demi travée supposé soumise au moment plastique M_{pl} , soit $G_{ELU} = \min(F_A, F_B)$.

$$F_B = \frac{0,85 * f_{ck} * A_b}{1,5} = 22,31 \text{ MN} \text{ dans le cas où l'ANP est dans l'acier.}$$

$F_A = 71.43 \text{ MN}$ dans la section 3 d'après les résultats du chapitre **n**.

Donc $G_{ELU} = 22.31 \text{ MN}$

Sur une demi travée il faut donc $n = G_{ELU} / R_d$ connecteurs

Il faut donc 187 connecteurs par demi travée pour l'ELU.

En résumé

Il faut 277 connecteurs répartis selon le tableau suivant :

x	0 – 7,25	7.25 – 14.5	14.5 – 21.75	21.75 – 29	29 – 36.25
N_{ELS}	80	73	44	40	40
espacement	36 cm	40	67	80	80

2 Vérification au cisaillement de l'âme de la poutre aux ELS

Il faut vérifier que $\tau = \frac{V_{ELS}}{h_w * t_w} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} = \frac{345}{\sqrt{3}} = 200 \text{ MPa}$.

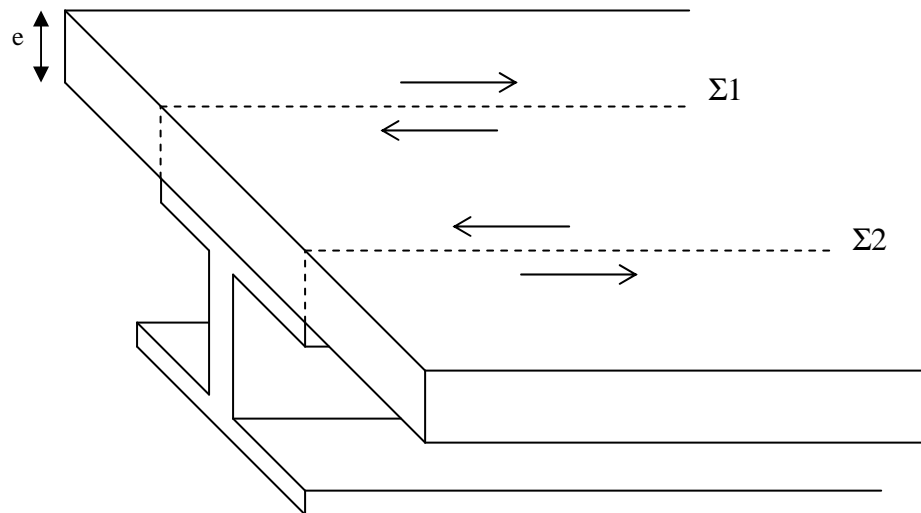
Calcul de τ

abscisse (m)	0,0	7.25	14.5	21.75	29.0	36.25
Vels (kN)	4394	3586	2798	2029	1280	551
hw (m)	3.236	3.236	3.236	3.195	3.143	3.143
τ (kPa)	67892	55407	43232	31752	20362	8765

La condition liée au cisaillement de l'âme de la poutre est vérifiée.

3 Vérification au cisaillement de la dalle de béton

La dalle de béton subit un effort de cisaillement suivant les surfaces $\Sigma 1$ et $\Sigma 2$



Le cisaillement dans le béton vaut $\tau_b = \frac{g_b}{e}$ ou g_b est le cisaillement calculé précédemment.

Résistance du béton

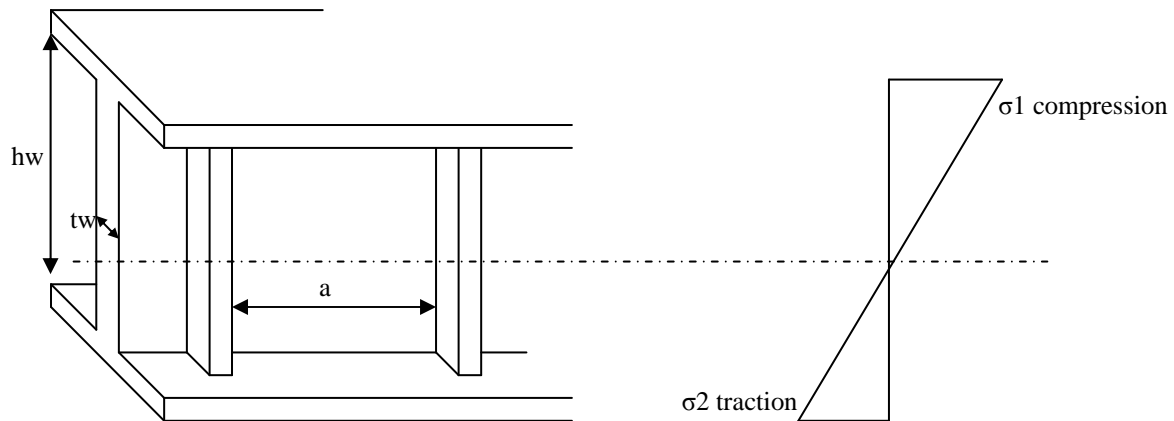
Il faut vérifier que $\tau_{bELS} = \tau_{n=16,4} + \tau_{n=6,6} \leq f_{tk}$ avec $f_{tk} = 0,6 + 0,06 f_{ck} = 2,4$ Mpa.

X (m)	7,25	14,5	21,75	29	36,25
g_{bELS} (kN/m)	580,7	421,7	291,9	210,3	134,1
τ (kPa)	2322,9	1687,0	1167,7	841,3	536,4

On a donc bien $\tau < 2400$ kPa.
 La condition est donc vérifiée.

4 Voilement de l'âme

La fatigue des jonctions entre les semelles et l'âme entraîne un risque de voilement de cette dernière. Pour limiter ce risque on place des raidisseurs verticaux sur l'âme.



Il faut vérifier la condition
$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{K_\sigma * \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 * \tau}{K_\tau * \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

avec la résistance du panneau $\sigma_E = \frac{\pi^2 * E}{10,92} * \left(\frac{t_w}{b}\right)^2$ et K_τ et K_σ coefficients de voilement du panneau.

Cependant ce critère n'est pas à vérifier si $h_w/t_w < 30 + 4L$ et $h_w/t_w < 300$.

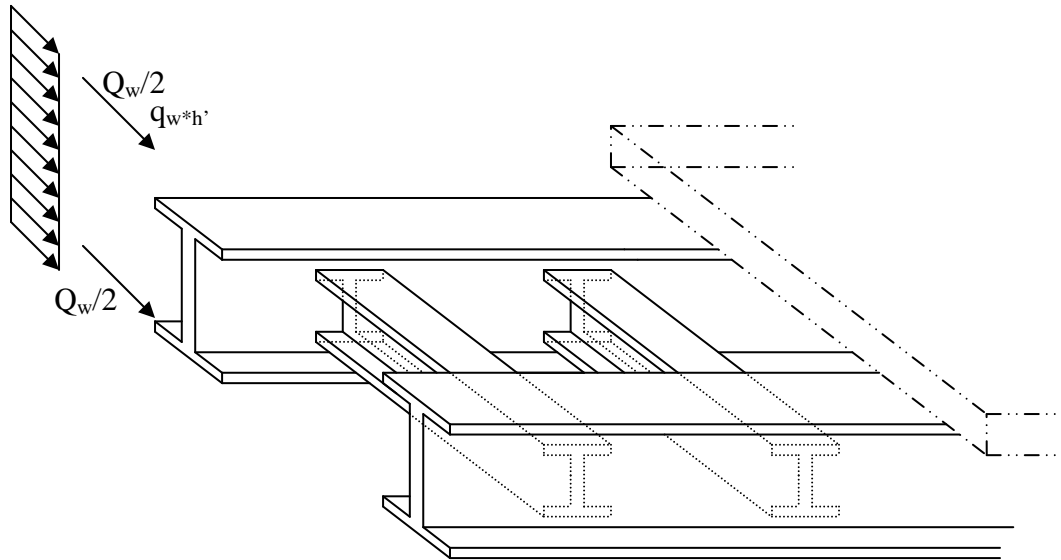
Or nous avons $h_w/t_w = 165$ et $30 + 4L = 320$.

L'élancement de l'âme est donc correct.

5 Entretoises et pièces de pont

a) Entretoises

Le rôle des entretoises est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux (majoritairement lié au vent).



On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à 2000 N/m^2 . On prend un coefficient de sécurité de 1.5. La pression à l'ELU est donc $Q_{el} = 3000 \text{ N/m}^2$.

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de $h' = h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle}} + \text{trottoirs} + \text{garde-corps} = 2,5 + 0,25 + 0,3 + 0,4 = 3,45 \text{ m}$.

La force résultante est alors $Q_w = 3000 * 6,11 * 3,45 = 63\,200 \text{ kPa}$.

On va supposer que la moitié de Q_w est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure.

On décide que $h_m = h_w/2$ et que l'entretoise sera un IPE 600 ($f_{yk} = 355 \text{ MPa}$, $I = 92080 \text{ cm}^2$).

D'où les efforts suivant dans les entretoises :

$$M_e = Q_w / 2 * h_m = 38,7 \text{ kN.m}$$

$$V_e = Q_w / 2 * h / b = 14,4 \text{ kN}$$

On calcule alors :

$$\sigma = M_e * V_a / I = 3,45 \text{ kPa}$$

$$\tau = V_e / (h_w * t_w) = 367 \text{ kPa}$$

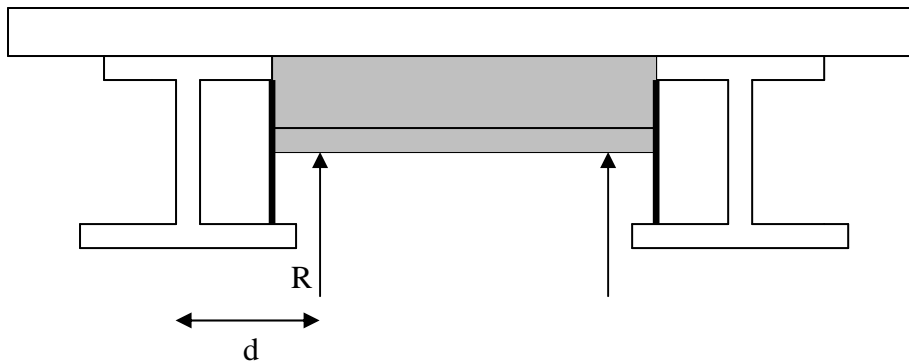
Et on vérifie bien que :

$$\sigma < f_{yk} = 345 \text{ MPa}$$
$$\tau < 0,6 * f_{yk} = 207 \text{ Mpa}$$

Les entretoises sont donc bien dimensionnées

b) Justification des pièces de pont

Au droit des appareils d'appui, on utilise pas des entretoises mais des pièces de pont. En effet, les appareils d'appui sont des pièces en élastomère qui autorisent des rotations tout en transmettant les charges. Elles ont une durée de vie inférieure à celle du pont et lorsqu'on les change, on soulève l'ouvrage avec des vérins. On déplace alors la réaction des piles vers les vérins. La pièce de pont sert à reprendre ces efforts.



Nous choisissons les dimensions de la pièce de pont :

$$t_f = 20 \text{ mm}$$
$$h_p = 1950 \text{ mm}$$
$$b = 300 \text{ mm}$$
$$d = 0,5 + b_i/2 = 1 \text{ m}$$

Il reste donc à dimensionner t_w .

La pièce de pont subit l'effort tranchant maximum du aux charges permanentes soit

$$R = V_{ELU} = 1.35 (G_1 + G_2 + UDL + \text{trot}) = 5112 \text{ kN}$$

Et le moment négatif $M = R * d = 5112 \text{ kN.m}$.

Le moment est négatif, le béton est fissuré et ne participe donc pas à la transmission des efforts. Nous pouvons donc considérer une poutre seule.

$$\text{L'épaisseur de l'âme doit vérifier } t_w \geq \frac{V_{ELU}}{0.6h_w} = 14.46 \text{ mm}.$$

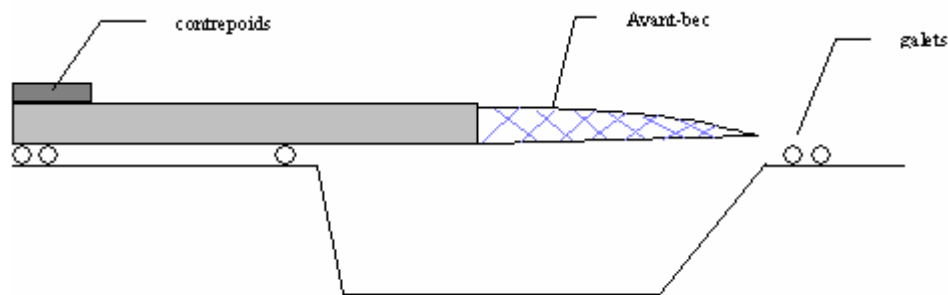
Nous choisissons donc $t_w = 20 \text{ mm}$.

6 Le lancement de la charpente

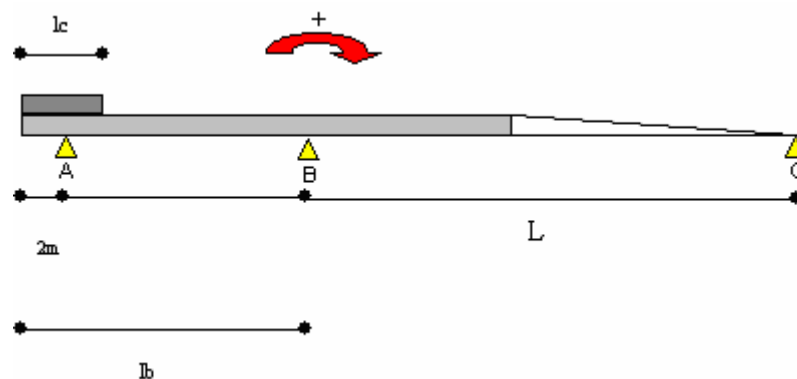
Etant donné le type de pont envisagé et la longueur de la portée nous allons considérer le lancement du pont depuis la zone de montage. Afin de compenser la courbure de la structure lors de la mise en place du pont, il est nécessaire de mettre en place un avant bec incurvé. Un contre-poids sera placé à l'autre extrémité de la structure pour éviter le basculement de la structure.

Pour limiter le moment supplémentaire généré par l'avant bec, on choisira une réalisation en treillis, d'un poids de 5 kN/ml.

Pour dimensionner l'avant-bec, le contre-poids et les galets nécessaires à la mise en place de l'ouvrage, on se place dans la phase de lancement la plus contraignante, soit celle où l'avant-bec est sur le point d'atteindre la chaise à galets.



Modélisation



Données de base :

Charpente : Pour le poids de la charpente g_a on utilise une formule empirique pondérée par le coefficient de sécurité :

$$g_a = [0,105 \cdot (1,4L)^{1,6} + 100] \cdot 5,25 \cdot 10^{-2} = \mathbf{14,2 \text{ kN/m.}}$$

Avant-bec : en général, on fixe la longueur de l'avant-bec l_b entre **0,4 à 0,5 L** pour les travées isostatiques avec un poids g_b de **5 kN/m**. Ici on prendra

$$l_b = \mathbf{0,4 L = 29 \text{ m}}$$
$$G_b = \mathbf{145 \text{ kN}}$$

Contre-poids : l_c , la longueur du contrepoids est à déterminer pour assurer l'équilibre avec un poids de g_c . $g_c = 5,25 \cdot 0,25 \cdot 25$. D'où :

$$g_c = \mathbf{32,8 \text{ kN/m}}$$

Justification (ELU)

On vérifiera successivement l'équilibre statique de la structure (pour éviter un renversement), la résistance des poutres, et celle de l'âme des poutres.

Equilibre statique

On veut que le moment autour du second appui soit négatif. Les actions de l'avant-bec et de la charpente sont défavorables alors que celle du contrepoids est favorable. On applique donc à g_a et g_b un coefficient de 1,06. On cherche à déterminer l_c .

Soient les d_i , les distances entre les points d'applications des différents poids au point B.

$$d_a = 0,5 \cdot L - l_b$$
$$d_b = L - 0,5 \cdot l_b$$
$$d_c = l_b - 0,5 \cdot l_c$$

$$G_a = g_a \cdot l_a = 14,2 \cdot 72,5 = 1029 \text{ kN}$$

$$G_b = g_b \cdot l_b = 5 \cdot 29 = 145 \text{ kN}$$

$$G_c = g_c \cdot l_c = 32,8 \cdot l_c$$

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$M = 1,35 \cdot (G_a \cdot d_a + G_b \cdot d_b) - G_c \cdot d_c \leq \mathbf{0.}$$

$$M = 1,35 \cdot (14,2 \cdot L \cdot (0,5 \cdot L - 0,4L) + 0,4L \cdot 5 \cdot (L - 0,5 \cdot 0,4L)) - 32,8 \cdot l_c \cdot (0,4L - 0,5l_c) \leq \mathbf{0.}$$

Et $l_c \leq L / 3$

Si on choisit $l_b = 0,4 L$, ce qui est le plus intéressant financièrement puisque l'avant bec est le plus court possible, on ne peut pas vérifier $M \leq 0$.

Il n'est pas possible de caler le contrepoids si $l_b/l_a < 0,45$. Ainsi, la fourchette de longueur minimale pour l_b est $[0,45L ; 0,5L]$.

En modifiant progressivement l_b/L , on recherche l_c tel que $M=0$.

On retient comme solution

$$l_b = 0,46 \times L = 33,35 \text{ m}$$

$$l_c = 23,5 \text{ m}$$

$$l_a = 72,5 \text{ m}$$

$$G_a = 1029 \text{ kN}$$

$$G_b = 166,75 \text{ kN}$$

$$G_c = 770,8 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Belu}} = -52 \text{ MN.m}$$

Déplacement sur galets

Nous devons déterminer combien de galets seront nécessaires à reprendre le poids de l'ouvrage lors du lancement puis vérifier que la semelle ne risque pas de s'écraser.

Calcul de $R_{b\max}$:

On définit dans un premier temps la réaction R_B max, la poutre étant soumise aux efforts :

$$1,35 * (G_a + G_b + G_c)$$

(Contrairement au cas du moment, les 3 efforts liés à l'avant bec au poids propre de la poutre et au contrepoids ont un effet défavorable en terme de réaction)

$$R_{B\max} = 1,35 * (G_a + G_b + G_c) / 2 = 1327,4 \text{ kN}$$

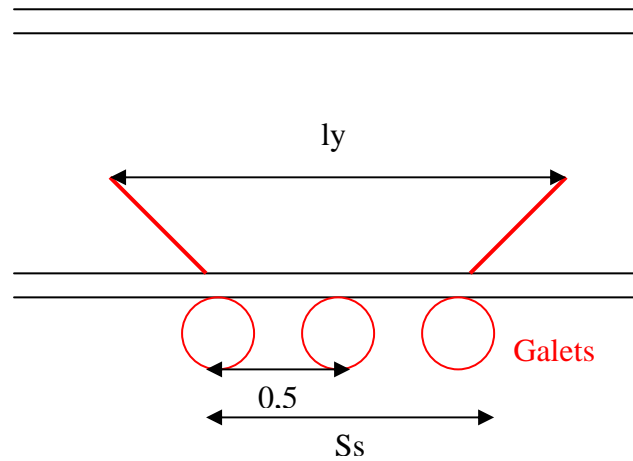
Comme pour le moment, cette réaction est en effet divisée par 2 car le calcul est effectué pour une poutre.

Nombre n de galets nécessaires en B :

$$n > R_{b\max} / 0,5 = 2,6$$

$$n = 3 \text{ galets}$$

Résistance à l'écrasement



$$S_s = 3 \times 0.5 = 1.5 \text{ m}$$

Les charges vont diffuser sur une longueur efficace de diffusion $Leff$ qui correspond à la longueur d'âme chargée :

$$Leff = \chi_F \times l_y \text{ avec } \chi_F = \frac{0,5}{\lambda_F} \leq 1$$

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{l_y \times f_{yw} \times t_w}{F_a}} \text{ l'élanement réduit.}$$

Pour la section 1

$$F_a = 0,9 \times \left[6 + 2 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \right] \times E \times \frac{t_w^3}{h_w} = 0,9 \times \left[6 + 2 \left(\frac{3,236}{6} \right)^2 \right] \times 2,1 \cdot 10^{11} \times \frac{0,020^3}{3,143} = 3,166 \times 10^6$$

d'où $\chi_F = 0,185$

$$l_y = S_s + 2 \times t_{fi} \times [1 + \sqrt{m1 + m2}]$$

$$l_y = 2 \times 0,5 + 2 \times 0,077 \times (1 + \sqrt{m1})$$

$$\text{avec } m1 = \frac{f_{yf} \times b_f}{f_{yw} \times t_w} \text{ et } m2 = 0,02 \text{ [hw/}t_f]^2 \text{ si } \lambda_F > 0,5 \text{ sinon } m2 = 0$$

On trouve $\lambda_F > 0,5$ donc il faut utiliser $m2 = 0,02 \text{ [hw/}t_f]^2$

On en déduit :

$L_y = 8,68 \text{ m}$

$\lambda_F = 4.34$

on vérifie $\chi_F = \frac{0,5}{\lambda_F} = 0.115 \leq 1$

Il faut faire deux vérifications :

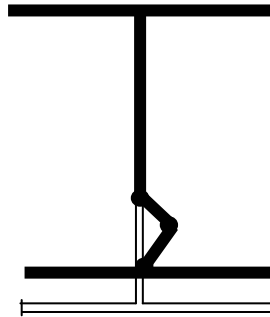
Première vérification : $R_B = 1327,4 \text{ KN} \leq f_{yw} \times \chi_F \times t_w \times \frac{1}{1,10}$

Deuxième vérification sous : Dans la section il y a aussi un moment M_B

$$\frac{R_B}{f_{yw} \times \chi_F \times t_w \times \frac{1}{1,10}} + 0,8 \frac{M_B}{f_{yf} \times I_y \times \frac{1}{1,10}} \leq 1,4$$

M_B Moment de flexion dans la section

Résistance à l'enfoncement local



Le risque est ici celui du voilement de l'âme.

Il faut vérifier :

$$Relu \leq Ra \quad \text{et} \quad \frac{Relu}{Ra} + \frac{Melu}{Mely} \leq 1,5 \quad \text{avec}$$

$$Ra = \frac{0,5 * tw^2}{\gamma M1} * \sqrt{E * fyw * \frac{t\bar{i}}{tw}} * \left[1 + 3\alpha \left(\frac{tw}{t\bar{i}} \right)^{3/2} \right]$$

et $\alpha = \min(0,2; Ss / hw)$

$$M_{crd} = \frac{f_y k * I_a}{\max(V_a, V'_a)} = \text{moment résistant élastique de la section}$$

Pour toutes les zones $R_{ELU} < R_{ELU_{max}} = 0.663 \text{ MN}$

Pour chaque zone on considère le moment créé par l'avant bec et l'armature métallique en B.

Pour la zone 1 : $\alpha = \min(1/(3.3-0.034-0.03); 0.20) = 0.20$

$$R_a = 2,51 \text{ MN donc } R_{ELU} = 0,663 \leq R_a$$

$$M_{elu} = 4,1 \text{ MN.m et } Re \text{ } l_u/R_a + M_{elu}/M_{crd} = 0.35 < 1.5$$

Pour la zone 2 : $\alpha = \min(1/(3.3-0.055-0.05) ; 0.20) = 0.20$

$$R_a = 2,9 \text{ MN donc } Re \text{ } l_u \leq R_a$$

$$M_{elu} = 7,6 \text{ MN.m}$$

$$M_{crd} = 63 \text{ MN.m}$$

$$\text{et } Re \text{ } l_u/R_a + M_s/M_{crd} = 0,38 < 1.5$$

Pour la zone 3 : $\alpha = \min(1/(3.3-0.08-0.077) ; 0.2) = 0.20$

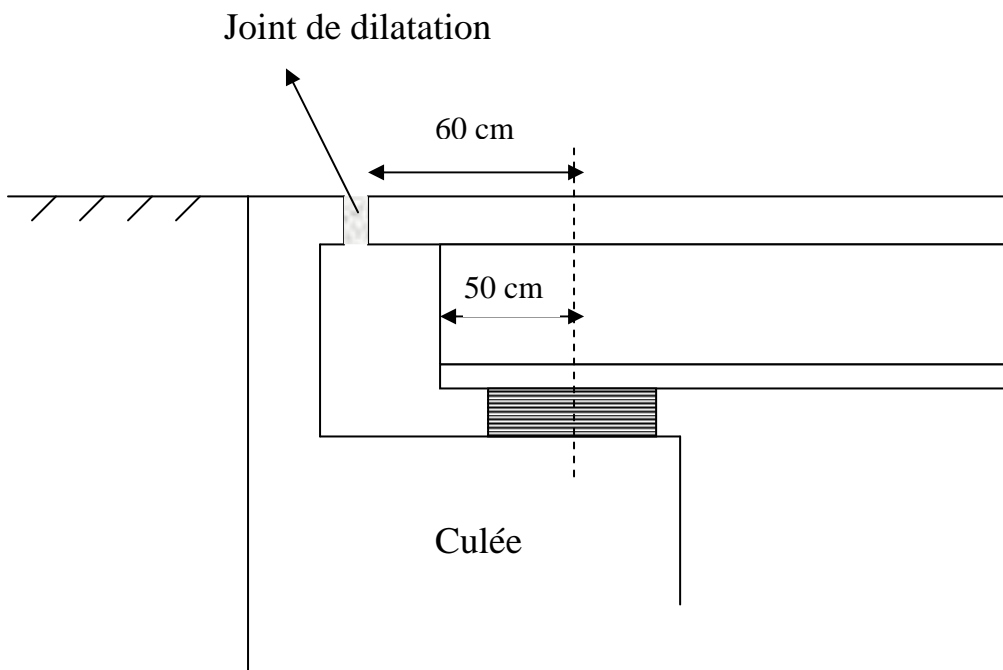
$$R_a = 3,32 \text{ MN donc } Re \text{ } l_u \leq R_a$$

$$M_{elu} = 17,8 \text{ MN.m}$$

$$M_{crd} = 88 \text{ MN.m}$$

$$\text{D'où } Re \text{ } l_u/R_a + M_s/M_{crd} = 0,4 < 1.5$$

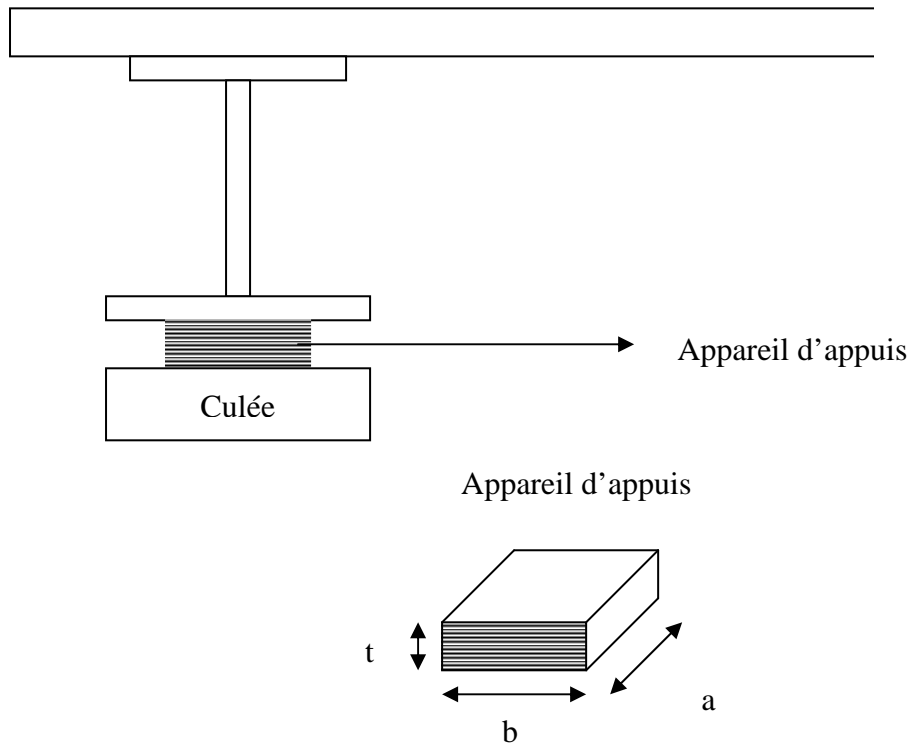
La poutre résiste à l'enfoncement local sur toute sa longueur.



7 Appareils d'appuis

Comme on peut le voir sur le schéma du V.1.b., les poutres s'appuient sur des parallélépipèdes de caoutchouc dont les dimensions caractéristiques sont les suivantes :

Erreur !



Les appareils d'appui sont des pièces en élastomère qui autorisent des rotations tout en transmettant les charges. Elles ont une durée de vie inférieure à celle du pont et lorsqu'on les change, on soulève l'ouvrage avec des vérins. On déplace alors la réaction des piles vers les vérins. La pièce de pont sert à reprendre ces efforts.

La contrainte $\sigma = \mathbf{Rels/ab}$ dans l'appareil doit être comprise dans la fourchette suivante :

$$120 < \mathbf{Rels/(a*b)} < 15 \text{ MPa}$$

En outre, a et b sont des multiples de 50 mm et $t = b/5$ et $b > a$

Nous avons $\mathbf{Rels = 4,39 \text{ MN}}$.

Cela donne $\mathbf{a = 500 \text{ mm}}$
 $\mathbf{b = 700 \text{ mm}}$
 $\mathbf{t = 140 \text{ mm}}$.

C'est-à-dire un appui 500 x 700 x 140 à placer à chaque extrémité de chaque poutre, soit 4 appuis d'un volume de 49 dm³ chacun.

V Avant métré et estimation du coût du pont

1 Eléments d'avant métré

1. Charpente métallique

Le volume de la charpente se calcule avec toutes les dimensions données précédemment en différenciant la charpente et les connecteurs.

De plus il est nécessaire de calculer une estimation de la surface qui n'est pas en contact avec le béton afin d'obtenir la surface à peindre d'une protection anti-corrosion.

Il apparaît peu intéressant de détailler tous ces calculs qui permettent d'évaluer entre autres le poids de la charpente en prenant une masse volumique de l'acier de **7,85 t/m³** (voir plus loin le tableau récapitulatif d'avant métré et estimation). Signalons seulement que pour l'avant métré, c'est la longueur réelle de la charpente qui est prise en cause (soit 1,2 m de plus que la portée)

2. Equipements

Les équipements comprennent les longrines, trottoirs, bordures, corniches, garde-corps, conduites d'évacuation des eaux pluviales, chaussée, étanchéité, joints de dilatation et appareils d'appuis.

Voici quelques données relatives aux dimensions de ces équipements.
La longueur réelle du pont vaut $72,5 + 2 \times 0,6 = 73,7$ mètres.

Les trottoirs font 1,10 m de large de chaque côté et on leur donne une épaisseur de 15 cm.

L'étanchéité est mise en place sur une largeur de 10,1 m.

Enfin, les joints de chaussée barrent le tablier sur toute sa largeur (10,5 m) à chaque extrémité.

Les autres éléments (sauf les appareils d'appuis dimensionnés dans la partie précédente) se répartissent de manière linéaire de chaque côté du tablier.

