

BILLON Elodie

COLIN Benoit

PLASSARD Florent

SOBCZYK-BEILLEVERT Magdalena

Projet pont

Définition de la répartition de matière d'une poutre mixte

4 Février 2011

Sommaire

Introduction.....	4
1. Modélisation ST1 de la structure	5
1.1 Hypothèses	5
1.2 Caractéristiques des poutres.....	6
1.3 Charges	7
1.4 Calcul des coefficients de Courbon	8
1.5 Combinaison d'action.....	8
2. Résultats	9
2.1 Résultats de la première itération.....	9
2.2 Résultats de la deuxième itération.....	10
3. Justification d'une section en travée.....	11
3.1 Justification vis-à-vis de la flexion à l'ELS	11
3.1.1 Démarche	11
3.1.2 Calcul des contraintes	11
3.1.3 Calcul des valeurs admissibles.....	13
3.1.4 Résultats des vérifications et optimisation	13
3.2 Calcul du moment résistant à l'ELU.....	16
4. Justification d'une section sur appui.....	18
4.1 Justification vis-à-vis de la flexion à l'ELU	18
4.2 Justification vis-à-vis de la flexion à l'ELS	20
4.2.1 Démarche	20
4.2.2 Calcul des contraintes	20
4.2.3 Calcul des valeurs admissibles.....	21
4.2.4 Résultats des vérifications et optimisation	21
4.2 Justification vis-à-vis du cisaillement	24
Annexes	25

Introduction

Un nouveau tracé routier au niveau de la commune de Briey nécessite la construction d'un viaduc pour franchir le ruisseau Le Woigot, la RN 43 ainsi que la rue Gambetta. D'après le tracé en long, la brèche à franchir est de 317m. Des remblais peuvent être envisagés pour réduire cette distance. On notera que le site présente la particularité d'être implanté sur d'anciennes carrières ce qui peut engendrer à terme des affaissements miniers, les solutions techniques devront en tenir compte. Le viaduc porte une route de type 2x1 voie.

Lors de la phase d'avant projet plusieurs solutions ont été envisagées et étudiées, notamment une solution de caisson en béton précontraint, un pont haubané, et un bi poutre mixte. C'est cette dernière solution qui a été retenue, principalement sur un critère économique.

Le ferrailage du hourdis a été calculé lors du précédent rendu, avec une justification aux Eurocodes. Il s'agit donc dans ce rapport de déterminer les efforts dans les poutres mixtes, afin de justifier ces sections et d'en déduire la « répartition matière ». En effet, pour économiser et optimiser les sections d'acier, nous mettrons en place des épaisseurs de semelles différentes, selon si l'on se trouve en travée ou plus proche des appuis.

Pour calculer les efforts dans les poutres, nous modéliserons l'ouvrage sous ST1, puis nous calculerons les contraintes et nous réaliserons les vérifications nécessaires.

1. Modélisation ST1 de la structure

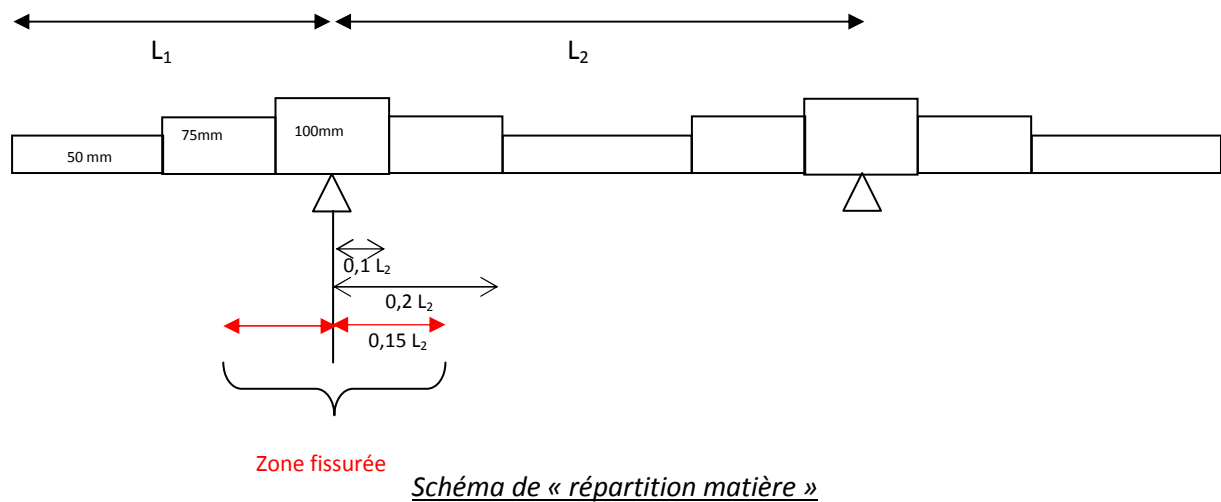
1.1 Hypothèses

Il s'agit de modéliser ici le tablier de l'ouvrage, un bi-poutre, à l'aide du logiciel de structure ST1. L'objectif est de déterminer les sollicitations dans les poutres mixtes, pour pouvoir justifier la « répartition matière » des poutres, à savoir la variation d'épaisseur des semelles supérieures et inférieures, longitudinalement.

Pour cela, nous considérons le tablier comme une poutre, permettant ainsi d'avoir à résoudre un problème plan.

Afin de prendre en compte la répartition transversale des charges, nous calculons, pour chaque charges et surcharges, le coefficient de Courbon associé. Les calculs de ce coefficient sont présentés dans le paragraphe suivant.

Pour modéliser au mieux le profil longitudinal des semelles, nous avons divisé la poutre en plusieurs barres, de trois types différents, chaque type correspondant à une épaisseur de semelle différente. Le schéma suivant, présente les épaisseurs choisies dans un premier temps, qui seront ensuite optimisées.



Dans le fichier texte de modélisation pour ST1, à chaque fois que les caractéristiques changent, nous créons une nouvelle barre. Nous obtenons donc la géométrie suivante, constitué de 16 barres. Les appuis simples sont représentés par des croix.

Pour les matériaux, nous utilisons du béton de poids propre $2,5 \text{ t/m}^3$, et de l'acier avec les caractéristiques suivantes :

$$E = 210\,000 \text{ MPa} \quad \nu = 0,33 \quad \text{et} \quad \rho = 7,7 \text{ t/m}^3$$

1.2 Caractéristiques des poutres

Les caractéristiques des poutres ont été calculées à l'aide d'une feuille de calcul Excel, fournie en annexe.

Ces caractéristiques varient selon les barres, d'abord à cause de la répartition matière. En effet la variation d'épaisseur des semelles sur appuis et à mi travée, implique des variations au niveau de l'aire, de la position du centre de gravité de la section mixte, et de l'inertie... Nous avons donc créé quatre types de barres :

- Le premier type concerne les barres n°1, 8, 9 et 16, c'est-à-dire les barres situées en travée, loin des appuis. Pour ces barres l'épaisseur de semelle choisie est de 50 mm, dans la première itération. L'épaisseur de l'âme est prise égale à 0,02 m.
- Les barres de types 2 sont les barres n°2, 7, 10, et 15. Ces sont les barres qui ont une épaisseur de semelle de 75 mm, et qui ne sont pas dans la partie où le béton est considéré fissuré (entre 0,2 L et 0,15 L ; cf. schéma ci-dessus). L'épaisseur de l'âme choisie est de 0,035 m.
- Les barres de type 2 bis sont les barres n°3, 6, 11 et 14. Elles ont aussi une épaisseur de semelle de 75 mm, mais rentrent dans la zone où le béton est considéré comme fissuré (entre 0,15 L et 0,1 L). L'aire de la section, la position du centre de gravité et l'inertie sont donc modifiées. En effet nous avons choisi de ne pas du tout prendre en compte le béton fissuré, même si nous aurions pu tenir compte des armatures passives du béton fissuré. L'épaisseur de l'âme choisie est de 0,035 m.
- Les barres de type 3 sont les barres n°4, 5, 12 et 13. Elles se situent juste au niveau des appuis. Elles ont une épaisseur de semelle de 100 mm. L'épaisseur de l'âme choisie est de 0,035 m.

De plus, ces caractéristiques varient en fonction du phasage. En effet, dans un premier temps, lorsque le béton n'est pas encore sec, seules les poutres métalliques reprennent les efforts dus au poids propre. Le béton n'est donc pas pris en compte dans les caractéristiques de poutres, pour le poids propre.

Pour les autres charges, le béton est pris en compte, dans la section mixte (sauf s'il est fissuré) il faut donc lui ajouter un coefficient d'équivalence acier/béton. Les superstructures par exemple représentent des efforts à long terme, nous avons donc pris un coefficient d'équivalence à long

terme de 18. Par contre pour les surcharges routières, qui sont des charges instantanées, nous prenons un coefficient d'équivalence à court terme de 6.

1.3 Charges

Dans la modélisation de la structure sous ST1, nous avons également défini les cas de chargement. Il s'agit des charges du au poids propre, aux superstructures, et aux charges routières.

Pour le poids propre du tablier mixte composé de deux poutres en acier et d'une dalle béton, nous avons renseigné les caractéristiques de l'acier et du béton utilisés et leur poids volumique. Cela à permis de définir en charge 1 les charges de poids propres.

En ce qui concerne les superstructures, un calcul à part tenant compte précisément des superstructures installé sur l'ouvrage (couche de chaussée, BN2 et corniche métalliques) nous a conduit au poids linéique suivant : 52,98 kN. Voici le tableau de calcul des superstructures :

superstructures	largeur m	épaisseur m	poids volumique kN/m ³	poids linéaire kN/ml	Pondération max	charge kN/m
corniche				0,28	1,0	0,28
BN2				12	1,0	12
Chape	11,0	0,03	25	8,25	1,2	9,9
Enrobé	11,0	0,08	25	22	1,4	30,8

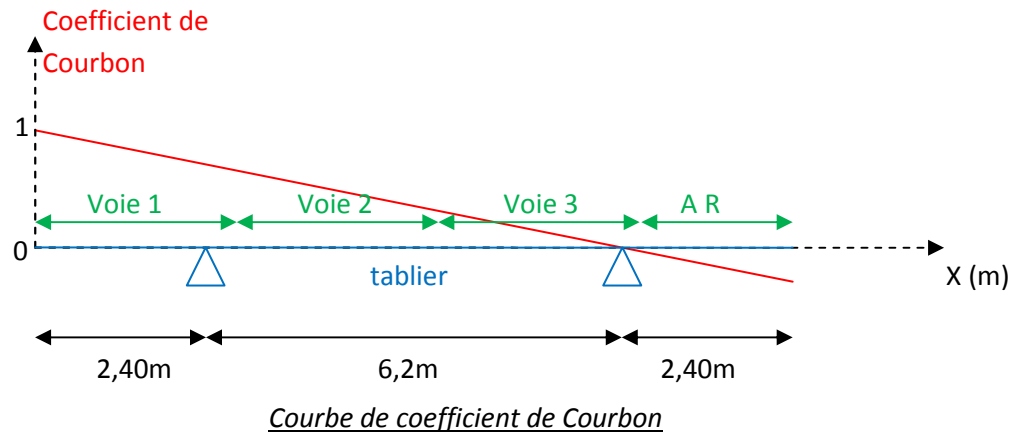
Part de moment apporté par les superstructures : 52,98 kN/ml

Pour prendre en compte ce chargement, nous l'avons paramétré comme une force verticale répartie. Pour finir de caractériser cette charge 2, nous avons pondéré cette force par un coefficient de Courbon égale à 0,5 en raison de la symétrie de l'ouvrage, pour prendre en compte l'excentrement transversal des superstructures. Nous reviendrons sur la méthodes d'obtention des coefficients de Courbon dans la partie suivante.

Pour ce qui est de la modélisation des charges de trafic, après avoir défini dans ST1 la largeur de la chaussée (11m), nous avons paramétré un convois représentant les charges TS des tandems d'essieu, ainsi qu'une charge répartie pour les efforts UDL. Ces chargements, conformément aux normes pour un tablier de 11m, concernent une décomposition du tablier en trois voies fictives de 3m de large, ainsi qu'une aire résiduelle de 2m. De ce fait nous obtenons les charges de trafic LM1 correspondant à l'Eurocode. Toutefois, il a aussi été nécessaire de pondérer ces charges par des coefficients de Courbon pour tenir compte des répartitions transversales des voies, présentant des chargement différents.

1.4 Calcul des coefficients de Courbon

Comme nous l'avons dit précédemment, le but de calculer les coefficients de Courbon est de pouvoir prendre en compte l'influence de la position transversale d'un chargement pour une ligne d'influence donné. Ici nous choisissons d'observer les efforts résultants sur l'appuis de la dalle béton sur la poutre de gauche. Nous considérerons aussi une répartition linéaire des coefficients de Courbon comme le montre le schéma suivant.



On en déduit l'expression de la droite : $K(X) = (8,60 - X) / 8,60$

Ensuite le coefficient d'une voie correspond à celui de son centre de gravité. Pour pouvoir prendre en compte cet effet, le coefficient est directement appliqué à la valeur du chargement dans la modélisation.

1.5 Combinaison d'action

Arrivé à ce stade de la modélisation, il ne reste plus qu'à combiner les actions précédemment modélisées en fonction des caractérisation que nous allons vouloir vérifier. Ici, nous allons dimensionner à l'aide des états limites de service caractéristiques (ELS cara), quasi-permanents (ELS QP) et fréquents (ELS freq), ainsi qu'aux états limites ultimes (ELU).

Comme le définissent les normes, la différence entre ces différent cas de charge correspondent à l'application de pondération différentes des actions. A l'aide de la modélisation, il est possible de demander directement à ST1 les enveloppes des efforts demandés.

Dans les but d'exploiter les sollicitations ainsi obtenues (en moment notamment), plusieurs solutions étaient possibles :

- Soit une lecture graphique sur l'interface du logiciel
- Soit une exploitation des fichier résultats demander en fin de modélisation.

Nous avons choisi la deuxième option, même si elle s'est révélé plus fastidieuse

2. Résultats

2.1 Résultats de la première itération

Voici les résultats obtenus avec ST1, pour la première itération de répartition matière, à savoir 50 mm d'épaisseur de semelle en travée, 75 mm proche des appuis et 100 mm sur appuis. Les résultats sont donnés pour les sollicitations élémentaires (le poids propre, les superstructures, les charges routières), afin de pouvoir tenir compte du phasage et donc de la variation d'inertie en fonction des charges, dans le calcul des contraintes.

Sollicitations élémentaires

poids propre	Mz max	Mz min	Ty max	Ty min
barre type 1	13995	-24571	2267,8	-2267,8
barre type 2	33673	7295,2	2843,2	-2843,2
barre type 3	57918	29057	3454,2	-3454,2

Superstructures	Mz max	Mz min	Ty max	Ty min
barre type 1	3768,3	-10732	875,40	-877,06
barre type 2	11307	783,23	1079,4	-1081
barre type 3	20416	9315	1283,3	-1285

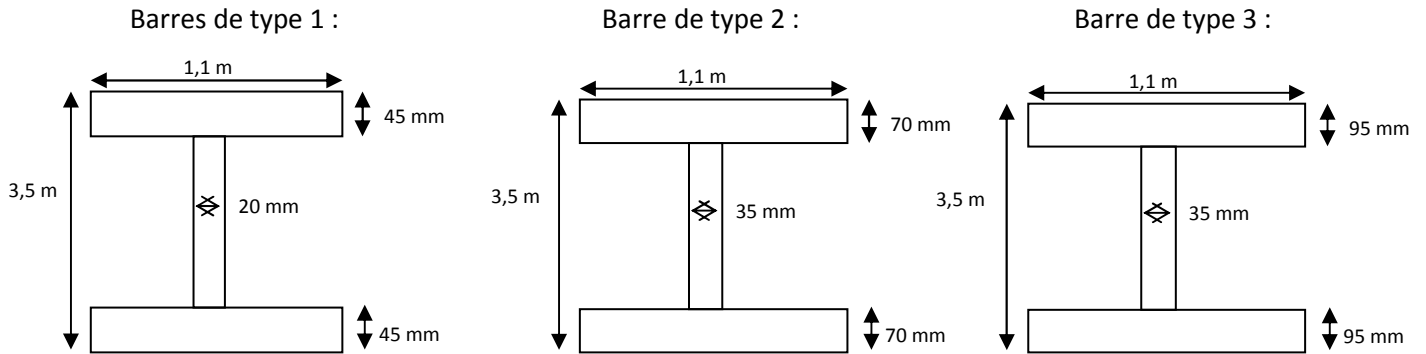
charges udl	Mz max	Mz min	Ty max	Ty min
barre type 1	10336	-18277	948,74	-951,73
barre type 2	13779	-7516,8	1168,0	-1166,6
barre type 3	22116	-3287,2	1418,5	-1417,3

charges TS	Mz max	Mz min	Ty max	Ty min
barre type 1	5302,9	-13544	818,06	-817,24
barre type 2	5965,8	-7841,9	775,13	-775,57
barre type 3	6628,6	-3890,3	826,34	-826,1

Moment min ELU en travée :	-87680	kN.m
-----------------------------------	--------	------

Effort Tranchant max ELU appui :	9321,7	kN
---	--------	----

2.2 Résultats de la deuxième itération



Sollicitations élémentaires

poids propre	Mz max	Mz min	Ty max	Ty min
barre type 1	13972	-24230	2243,8	-2243,7
barre type 2	33441	7389,9	2813,2	-2813,2
barre type 3	57409	28903	3412,3	-3412,3

Superstructures	Mz max	Mz min	Ty max	Ty min
barre type 1	3852,4	-10694	876,64	-878,43
barre type 2	11402	880,32	1080,6	-1082,4
barre type 3	20522	9411,1	1284,6	-1286,4

charges udl	Mz max	Mz min	Ty max	Ty min
barre type 1	10416	-18177	947,97	-951,11
barre type 2	13957	-7474,3	1169,8	-1168,2
barre type 3	22333	-3317,2	1420,3	-1418,9

charges TS	Mz max	Mz min	Ty max	Ty min
barre type 1	5348,6	-13489	818,02	-817,2
barre type 2	6017,2	-7810,6	775,39	-775,88
barre type 3	6685,8	-3880,8	826,32	-826,08

Moment min ELU en travée : -87090 kN.m

Effort Tranchant max ELU appui : 9264,3 kN

3. Justification d'une section en travée

3.1 Justification vis-à-vis de la flexion à l'ELS

3.1.1 Démarche

Nous effectuerons dans un premier temps les justifications vis-à-vis des contraintes normales en Etat Limite de Service pour les sections comprimées.

La démarche de justification est la suivante :

Dans un premier temps les efforts sont calculés grâce au logiciel ST1 au cours des trois phases de construction :

Phase 1 : mise en œuvre des poutres métalliques , coffrage et coulage du béton. Les poutres métalliques supportent seules les charges

Phase2 : décoffrage et mise en place des superstructures

Phase 3 : passage des charges mobiles

Nous calculons ensuite les contraintes dans le béton en considérant les efforts sollicitant lors de chaque phase.

Enfin nous vérifions que les contraintes totales sont inférieures à la contrainte admissible en fibre supérieur et inférieure pour le béton et l'acier.

3.1.2 Calcul des contraintes

Pour la phase 1 :

Nous calculons successivement les inerties de chaque partie de la poutre dans le repère lié à leur centre de gravité, la position du centre de gravité (CDG) de la poutre puis l'inertie de chaque partie. Nous disposons également des distance entre le CDG et les fibres supérieures et inférieures de la poutre, respectivement v et v'

D'où $\sigma_{1,sup} = M_{min}(poids_propre_acier)v/l$ et $\sigma_{1,inf} = M_{min}(poids_propre_acier)v'/l$

Avec $M_{min}(poids_propre_acier)$ la valeur maximale de l'enveloppe des efforts sollicitant provoquant une compression en fibre supérieure des poutres.

Pour la phase 2 :

Nous calculons l'inertie composite en considérant l'acier et le béton en appliquant un coefficient à long terme $n = 15$ aux sections de béton.

Nous disposons des distances entre le CDG et la fibre supérieure du béton, la fibre inférieure du béton (respectivement $v_{\text{béton}}$ et $v'_{\text{béton}}$), la fibre supérieure de l'acier, la fibre inférieure de l'acier (respectivement v_{acier} et v'_{acier}).

Nous sommes donc en mesure de calculer les valeurs des contraintes en fibre supérieure du béton, en fibre inférieure du béton, en fibre supérieure de l'acier, en fibre inférieure de l'acier

$$\sigma_{2,\text{sup}, \text{béton}} = M_{\min}(\text{superstructures})v_{\text{béton}}/I \text{ et } \sigma_{2,\text{inf}, \text{béton}} = M_{\min}(\text{superstructures})v'_{\text{béton}}/I$$

$$\sigma_{2,\text{sup}, \text{acier}} = M_{\min}(\text{superstructures})v_{\text{acier}}/I \text{ et } \sigma_{2,\text{inf}, \text{acier}} = M_{\min}(\text{superstructures})v'_{\text{acier}}/I$$

Avec $M_{\min}(\text{superstructures})$ la valeur maximale de l'enveloppe des efforts sollicitant dus aux superstructures provoquant une compression en fibre supérieure des poutres.

Pour la phase 3

Nous calculons l'inertie composite en considérant l'acier et le béton en appliquant un coefficient à court terme $n = 6$ aux sections de béton

Nous disposons des distances entre le CDG et la fibre supérieure du béton, la fibre inférieure du béton (respectivement $v_{\text{béton}}$ et $v'_{\text{béton}}$), la fibre supérieure de l'acier, la fibre inférieure de l'acier (respectivement v_{acier} et v'_{acier}).

Nous sommes donc en mesure de calculer les valeurs des contraintes en fibre supérieure du béton, en fibre inférieure du béton, en fibre supérieure de l'acier, en fibre inférieure de l'acier.

$$\sigma_{3,\text{sup}, \text{béton}} = M_{\min}(\text{charges_variables})v_{\text{béton}}/I \text{ et } \sigma_{3,\text{inf}, \text{béton}} = M_{\min}(\text{charges_variables})v'_{\text{béton}}/I$$

$$\sigma_{3,\text{sup}, \text{acier}} = M_{\min}(\text{charges_variables})v_{\text{acier}}/I \text{ et } \sigma_{3,\text{inf}, \text{acier}} = M_{\min}(\text{charges_variables})v'_{\text{acier}}/I$$

Avec $M_{\min}(\text{charges_variables})$ la valeur maximale de l'enveloppe des efforts sollicitant dus aux charges variables provoquant une compression en fibre supérieure des poutres.

3.1.3 Calcul des valeurs admissibles

Nous calculons maintenant les contraintes admissibles en la fibres supérieure et inférieure du béton ainsi qu'en fibres supérieure et inférieure de l'acier selon les valeurs fournies par l'Eurocode 2.

Finalement on vérifie que la somme des contraintes pour les trois phases en chaque valeur de la section est inférieure à la valeur admissible.

Ainsi pour le béton :

- $\sigma_{2,sup, \text{béton}} + \sigma_{3,sup, \text{béton}} \leq \sigma_{admissible} = 21 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2,inf, \text{béton}} + \sigma_{3,inf, \text{béton}} \leq \sigma_{admissible} = 21 \text{ MPa}$

Pour l'acier ($40\text{mm} < t \leq 65\text{mm}$) :

- $\sigma_{1,sup} + \sigma_{2,sup, \text{acier}} + \sigma_{3,sup, \text{acier}} \leq \sigma_{admissible_acier} = 335 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{1,inf} + \sigma_{2,inf, \text{acier}} + \sigma_{3,inf, \text{acier}} \leq \sigma_{admissible_acier} = 335 \text{ Mpa}$

3.1.4 Résultats des vérifications et optimisation

Nous effectuons les vérifications dans un premier temps avec une section proposée, puis optimisons la section en proposant une géométrie plus économique.

- **Section sur travée de base**

Les données géométrique de la section en travée sont les suivantes :

dénomination	Valeur(mm)
b_{fs}	1100
b_{fi}	1300
h	3500
h_{wt}	3400
t_{fs}	50
t_{fi}	50
t_w	20

Les efforts sollicitant calculés par ST1 sont (convention ST1) :

Phase	Moment sollicitant (MN.m)
1	-24.5
2	-31.7
3	-10.7

Les contraintes calculées en différents points de la section sont :

Zone de la section	Contrainte Phase 1(Mpa)	Contrainte Phase 2(Mpa)	Contrainte Phase 3(Mpa)	Contrainte Totale(Mpa)
Fibre supérieure acier	-107.2	-12.0	-28.6	-147.8
Fibre inférieur acier	96.5	66.1	157.6	320.3
Fibre supérieure béton		-1.1	-7.9	-9.0
Fibre inférieure béton		-0.7	-4.8	-5.4

Nous constatons effectivement :

- $\sigma_{2,\text{sup, béton}} + \sigma_{3,\text{sup, béton}} = -1.1 + -7.9 \leq \sigma_{\text{admissible}} = 21 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2,\text{inf, béton}} + \sigma_{3,\text{inf, béton}} = -0.7 + -4.8 \leq \sigma_{\text{admissible}} = 21 \text{ MPa}$
- $\sigma_{1,\text{sup}} + \sigma_{2,\text{sup, acier}} + \sigma_{3,\text{sup, acier}} = -107.2 + -12.0 + -28.6 \leq \sigma_{\text{admissible_acier}} = 335 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{1,\text{inf}} + \sigma_{2,\text{inf, acier}} + \sigma_{3,\text{inf, acier}} = 96.5 + 66.1 + 157.6 \leq \sigma_{\text{admissible_acier}} = 335 \text{ Mpa}$

La section proposée est donc vérifiée.

Nous effectuons une deuxième itération pour optimiser les dimensions et quantité de matière.

- **Section sur travée optimisée**

Les données géométrique de la section en travée sont les suivantes :

dénomination	Valeur(mm)
b_{fs}	1100
b_{fi}	1300
h	3500
h_{wt}	3410
t_{fs}	45
t_{fi}	45
t_w	20

Les efforts sollicitant calculés par ST1 sont :

Phase	Moment sollicitant (MN.m)
1	-24.23
2	-31.67
3	-10.69

Les contraintes calculées en différents points de la section sont :

Zone de la section	Contrainte Phase 1(Mpa)	Contrainte Phase 2(Mpa)	Contrainte Phase 3(Mpa)	Contrainte Totale(Mpa)
Fibre supérieure acier	-115.1	-12.3	-29.3	-156.7
Fibre inférieur acier	104.0	72.7	173.3	350.0
Fibre supérieure béton		-1.2	-8.3	-9.4
Fibre inférieure béton		-0.7	-4.9	-5.6

Nous constatons :

- $\sigma_{2,\text{sup, béton}} + \sigma_{3,\text{sup, béton}} = -1.2 - 8.3 \leq \sigma_{\text{admissible}} = 21 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2,\text{inf, béton}} + \sigma_{3,\text{inf, béton}} = -0.7 - 4.9 \leq \sigma_{\text{admissible}} = 21 \text{ MPa}$
- $\sigma_{1,\text{sup}} + \sigma_{2,\text{sup, acier}} + \sigma_{3,\text{sup, acier}} = -115.1 - 12.3 - 29.3 \leq \sigma_{\text{admissible_acier}} = 335 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{1,\text{inf}} + \sigma_{2,\text{inf, acier}} + \sigma_{3,\text{inf, acier}} = 104.0 + 72.7 + 173.3 \geq \sigma_{\text{admissible_acier}} = 335 \text{ Mpa}$

Cette section ne respecte pas les limites en traction en fibre inférieure des poutres en aciers. Nous choisissons donc de conserver la section proposée initialement.

3.2 Calcul du moment résistant à l'ELU

Le moment sollicitant à l'ELU en travée a été déterminé grâce à la modélisation sur ST1,

Med (MN.m) sollicitant=87,09

Les données géométriques de la section sont :

bfs(m)	1,1
bfi	1,3
h	3,5
hw	3,41
tfst	0,045
tfit	0,045
twt	0,02
fy(tfst) (Mpa)	335
fy(tfit) (Mpa)	335
fy(twt) (Mpa)	345

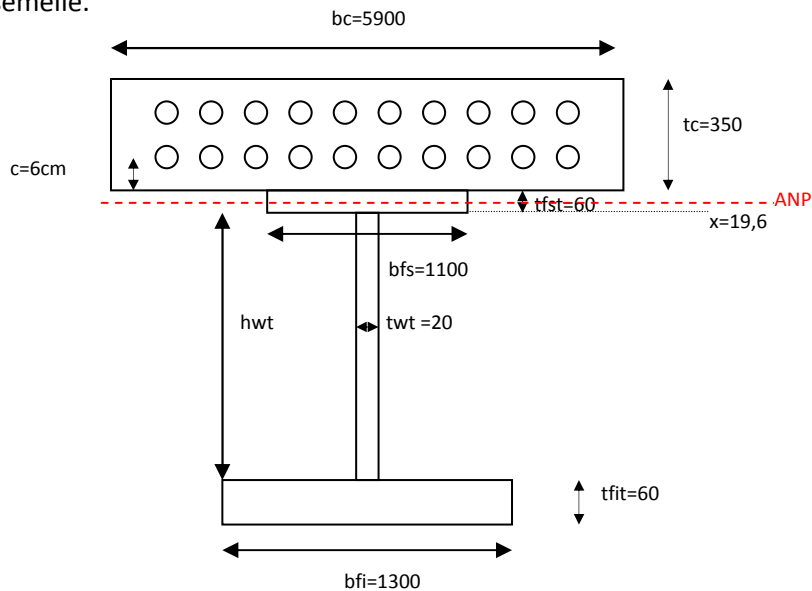
Elles ont été optimisées suite aux calculs à l'ELS l'épaisseur des semelles a été revue à la baisse en travée. On choisit 45mm au lieu de 50.

On étudie dans un premier temps la classe de la section en travée, qui influencera par la suite le calcul du moment résistant. On calcule ainsi les efforts générés dans chacun des éléments de la section.

	Effort Maximum(MN)
Béton F4	40,96
Semelle sup F1	16,58
Semelle inf F2	19,60
Ame F3	23,529
Efforts de traction Ft	50,33
F2 + F3	43,13
ΣF poutre métallique	59,71

On note que $F_2 + F_3 < F_t < \Sigma F$ poutre métallique. L'axe neutre plastique se situe donc dans la semelle supérieure.

Toute l'âme est tendue ainsi que la semelle inférieure. La section est de classe 1. On détermine par la suite la position de l'axe neutre dans la semelle supérieure. On trouve $x = 19,6$ mm à partir du bas de la semelle.



D'après les calculs des efforts dans les éléments, ci-dessus, on peut calculer, le moment plastique ou moment résistant pour la section en travée.

On trouve **$M_{pl,Rd} (MN.m) = 116,63 MN.m$**

$M_{ed} (MN.m) sollicitant = 87,09 < M_{pl,Rd} (MN.m) = 116,63 MN.m$

La section travée est bien vérifiée à l'ELU.

4. Justification d'une section sur appui

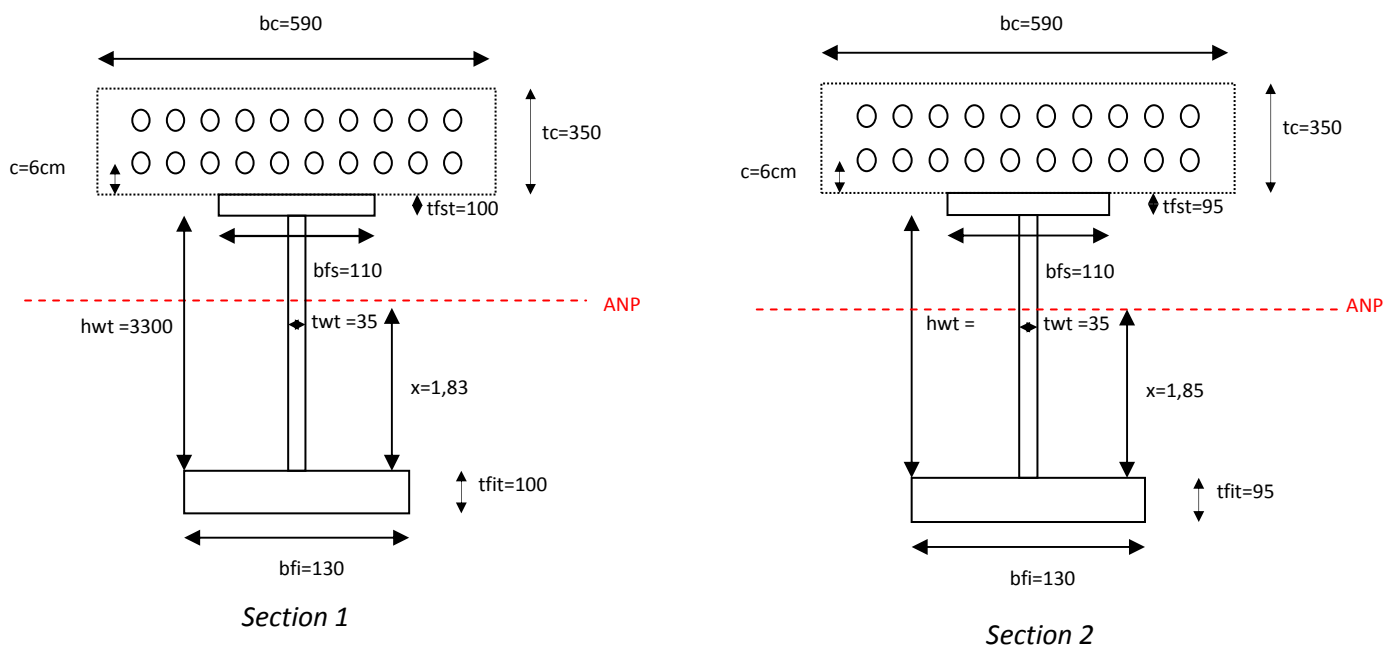
4.1 Justification vis-à-vis de la flexion à l'ELU

Les calculs à l'ELU font intervenir les contraintes déterminées au préalable. Une fois de plus, il s'agit de déterminer la classe de la section pour mener à bien l'optimisation de la géométrie de la section sur appui. Le calcul à l'ELU étant dimensionnant, c'est à partir de celui-ci que l'on cherchera à expliciter une géométrie optimale de la section sur appui.

On s'intéressera à deux géométries de la section. La première est la section initiale avec une épaisseur d'âme de 35 mm et des épaisseurs de semelles de 100 mm. La seconde est la section optimisée calculée après la section 1.

On trouve que la semelle inférieure est de classe 1. Il faut alors déterminer la classe de l'âme. On procède en calculant, comme précédemment, les efforts générés dans chaque élément de la section. On trouve à chaque fois $\Sigma F > F_{semelle\ inf} + F_3\ âme > F_t$. Donc l'axe neutre plastique est dans l'âme. On détermine sa position à partir du haut de la semelle inférieure.

	Section 1	Section 2
x(m) à partir du haut de la semelle inf.	1,83	1,85



Au vu des limites de classes, la section est au minimum de classe 3, on a par ailleurs cherché à optimiser la section afin qu'elle reste bien dans cette classe, ce qui permet de simplifier les calculs de résistance.

Limites supérieures de classes et critère de classement :

	Critère hw/tw	Borne sup. classe 2	Borne sup classe 3
Section 1	94,29	60,55	98,23
Section 2	94,57	60,08	97,65

La section 1 de base et la section 2, optimisée sont donc bien de classe 3.

La résistance à l'ELU en classe 3 avec une dalle tendue permet d'être vérifiée par comparaison des contraintes en fibre supérieure, inférieure ainsi que dans les aciers passifs :

Contraintes		Limites à ne pas dépasser		Vérification
<i>Section 1</i>				
σ_{sup} (Mpa)	-284,60	$f_y(tfs)$ (Mpa)	315	OK
σ_{inf} (Mpa)	296,20	$f_y(tfi)$ (Mpa)	315	OK
σ_s (Mpa)	-287,70	f_s (Mpa)	500	OK
<i>Section 2</i>				
σ_{sup} (Mpa)	-289,9	$f_y(tfs)$ (Mpa)	315	OK
σ_{inf} (Mpa)	303,67	$f_y(tfi)$ (Mpa)	315	OK
σ_s (Mpa)	-287,7	f_s (Mpa)	500	OK

Nota : Le calcul des contraintes est explicité dans la partie suivante. Il suffit de multiplier les résultats à l'ELS par 1,35 pour trouver les contraintes à l'ELU

4.2 Justification vis-à-vis de la flexion à l'ELS

4.2.1 Démarche

Nous effectuerons dans un second temps les justifications vis-à-vis des contraintes normales en Etat Limite de Service pour les sections tendues.

La démarche de justification est la suivante :

Dans un premier temps les efforts sont calculés grâce au logiciel ST1 au cours des trois phases de construction.

Dans le cas d'une section sur appui, le béton est fissuré et ne travaille donc pas. Les aciers de charpente sont donc pris en compte. Nous calculons les contraintes dans l'acier de charpente en fibre supérieure et inférieure ainsi que les contraintes dans les aciers de la dalle.

Enfin nous vérifions que les contraintes totales sont inférieures à la contrainte admissible en fibre supérieure et inférieure pour l'acier de charpente et les aciers supérieurs et inférieurs pour les aciers de dalle.

4.2.2 Calcul des contraintes

Pour la phase 1 :

Nous calculons successivement les inerties de chaque partie de la poutre dans le repère lié à leur centre de gravité, la position du centre de gravité (CDG) de la poutre puis l'inertie de chaque partie. Nous disposons également des distances entre le CDG et les fibres supérieures et inférieures de la poutre, respectivement v et v'

D'où $\sigma_{1,sup} = M_{max}(poids_propre_acier)v/I$ et $\sigma_{1,inf} = M_{max}(poids_propre_acier)v'/I$

Avec $M_{max}(poids_propre_acier)$ la valeur maximale de l'enveloppe des efforts sollicitant provoquant une traction en fibre supérieure des poutres.

Pour les phases 2 et 3 :

Nous calculons l'inertie fissurée de la poutre et la dalle et sommes donc en mesure de calculer les valeurs des contraintes au niveau des aciers passifs supérieurs et inférieurs, ainsi qu'en fibre supérieure et inférieure de la poutre.

4.2.3 Calcul des valeurs admissibles

Nous calculons maintenant les contraintes admissibles pour les aciers passifs et l'acier de charpente selon les valeurs fournies par l'Eurocode 2.

Finalement on vérifie que la somme des contraintes pour les trois phases en chaque valeur de la section est inférieure à la valeur admissible.

Ainsi pour les aciers passifs:

- $\sigma_{2,inf, passif} + \sigma_{3,inf, passif} \leq \sigma_{admissible} = 434.78 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2,sup, passif} + \sigma_{3,sup, passif} \leq \sigma_{admissible} = 434.78 \text{ MPa}$

Pour l'acier de charpente ($80\text{mm} < t \leq 100\text{mm}$) :

- $\sigma_{1,sup} + \sigma_{2,sup, charpente} + \sigma_{3,sup, charpente} \leq \sigma_{admissible_charpente} = 315 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{1,inf} + \sigma_{2,inf, charpente} + \sigma_{3,inf, charpente} \leq \sigma_{admissible_charpente} = 315 \text{ Mpa}$

4.2.4 Résultats des vérifications et optimisation

- **Section sur appui de base**

Nous effectuons les vérifications dans un premier temps avec une section proposée, puis optimisons la section en proposant une géométrie plus économique.

Les données géométrique de la section sur appui sont les suivantes :

dénomination	Valeur
b_{fs}	1100
b_{fi}	1300
h	3500
h_{wt}	3300
t_{fs}	100
t_{fi}	100
t_w	35

Les efforts sollicitant calculés par ST1 sont (convention ST1) :

Phase	Moment sollicitant (MN.m)
1	58.9
2	20.6
3	29.1

Les contraintes calculées en différents points de la section sont :

Zone de la section	Contrainte Totale(Mpa)
Fibre supérieure poutre acier	210.8
Fibre inf poutre acier	-219.4
Aciers passifs fibre sup	213.1
Aciers passifs fibre inf	200.2

- $|\sigma_{1,sup} + \sigma_{2,sup, charpente} + \sigma_{3,sup, charpente}| = 210.8 \leq \sigma_{admissible_charpente} = 315 \text{ Mpa}$
- $|\sigma_{1,inf} + \sigma_{2,inf, charpente} + \sigma_{3,inf, charpente}| = -219.4 \leq \sigma_{admissible_charpente} = 315 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{2,inf, passif} + \sigma_{3,inf, passif} = 213.1 \leq \sigma_{admissible} = 434.78 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2,sup, passif} + \sigma_{3,sup, passif} = 200.2 \leq \sigma_{admissible} = 434.78 \text{ MPa}$
-

Nous constatons donc que la géométrie proposée pour la section sur appui satisfait les conditions imposée par l'Eurocode.

- **Section en travée optimisée**

Nous optimisons la section en proposant une géométrie plus économique.

Les données géométriques de la section sur appui sont les suivantes :

dénomination	Valeur (en mm)
b_{fs}	1100
b_{fi}	1300
h	3500
h_{wt}	3310
t_{fs}	95
t_{fi}	95
t_w	35

Les efforts sollicitants calculés par ST1 sont (convention ST1) :

Phase	Moment sollicitant (MN.m)
1	57.4
2	20.5
3	29.0

Les contraintes calculées en différents points de la section sont :

Zone de la section	Contrainte Totale(Mpa)
Fibre supérieure poutre acier	214.7
Fibre inf poutre acier	-224.9
Aciers passifs fibre sup	220.4
Aciers passifs fibre inf	207.1

- $|\sigma_{1,\text{sup}} + \sigma_{2,\text{sup, charpente}} + \sigma_{3,\text{sup, charpente}}| = 214.7 \leq \sigma_{\text{admissible_charpente}} = 315 \text{ Mpa}$
- $|\sigma_{1,\text{inf}} + \sigma_{2,\text{inf, charpente}} + \sigma_{3,\text{inf, charpente}}| = -224.9 \leq \sigma_{\text{admissible_charpente}} = 315 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{2,\text{inf, passif}} + \sigma_{3,\text{inf, passif}} = 220.4 \leq \sigma_{\text{admissible}} = 434.78 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2,\text{sup, passif}} + \sigma_{3,\text{sup, passif}} = 207.1 \leq \sigma_{\text{admissible}} = 434.78 \text{ MPa}$

Nous constatons donc que la géométrie proposée pour la section sur appui satisfait les conditions imposées par l'Eurocode. Cette section étant plus économique que la sollicitation de base, nous choisissons cette dernière pour la zone sur appui

4.2 Justification vis-à-vis du cisaillement

On choisit à présent de travailler avec la section optimisée. Le cisaillement étant maximal au niveau des appuis, c'est dans les sections au niveau des appuis qu'on étudiera la résistance à l'effort tranchant.

Il s'agit dans un premier temps de réaliser une vérification plastique permettant de savoir si la section résiste au cisaillement. On trouve **VplRd (MN)=28**

On s'intéresse par ailleurs à la résistance au voilement, puisque la section est de classe 3 et peut voiler avant d'arriver à plastification. On trouve **Vrd (MN)=15,11**

L'effort tranchant sollicitant calculé par ST1, au niveau de l'appui, est : **Ved (MN)=9,264**

Ved < Vrd < VplRd. La section est donc bien vérifiée au cisaillement.

Annexes

- Fichier texte de la modélisation ST1
- Caractéristiques des barres pour la première itération : sans béton, à long terme et à court terme
- Diagrammes du moment et de l'effort tranchant pour la première itération
- Feuille de calcul « ELU en travée »
- Feuille de calcul « ELU appui central » 1^{ère} itération et 2^{ème} itération
- Feuille de calcul « cisaillement »

OPTION PLANE
TITRE 'Calcul 1 Poutre mixte'

NOEUD
1 0 0
2 61.6 0
3 65.45 0
4 69.3 0
5 77 0
6 86.6 0
7 88.55 0
8 96.2 0
9 125 0
10 153.8 0
11 158.6 0
12 163.4 0
13 173 0
14 180.7 0
15 184.55 0
16 188.4 0
17 250 0

GENER 16 BARRE ID 1 1 DE 1 1 A 2 1

definition des appuis
APPUI
1,5,13 DY
17 DX DY

#matériau metal
cons tout e 210000*1000 nu 0.33 ro 77 # poids vol en kN

ETUDE EFFORT DEPLA
tout SE 0 A 1 PAS 0.1

CARACTERISTIQUE DES BARRES

#-----
metal seul
#caracteristique d'une seule poutre metallique avant prise du beton
CARA
1,8,9,16 SX 0.21 IZ 0.49 VY 1.65 WY 1.85
2,3,6,7,10,11,14,15 SX 0.31 IZ 0.65 VY 1.67 WY 1.83
4,5,12,13 SX 0.38 IZ 0.84 VY 1.71 WY 1.79

CHARG 1 'Poids propre Acier + Béton (metal seul)'
POIDS PROPRE TOUT # poids poutre acier kN
BARRE TOUT UNI FY -0.35*5.90*25 # dalle beton kN
FIN

EXEC CHARG 1

#-----
caracteristique mixte n=18
effet long terme # ajout des superstructures
CARA
#zone non fissurée
1,8,9,16 SX 0.33 IZ 0.81 VY 2.36 WY 1.49
2,7,10,15 SX 0.43 IZ 1.01 VY 2.21 WY 1.64
3,6,11,14 SX 0.41 IZ 0.65 VY 1.67 WY 2.18
#zone fissurée au niveau des appuis
4,5,12,13 SX 0.38 IZ 0.84 VY 1.71 WY 2.14

CHARG 2 'Superstructures maxi'
BARRS TOUT UNI FY -52.98*0.5 # charge * Coeff courbure par symétrique
FIN

EXEC CHARG 2

#-----
charges instantanées # ajout des charges mobiles
caractéristique mixte n=6
CARA
#zone non fissurée
1,8,9,16 SX 0.56 IZ 1.05 VY 2.90 WY 0.95
2,7,10,15 SX 0.65 IZ 1.33 VY 2.72 WY 1.13
3,6,11,14 SX 0.31 IZ 0.65 VY 1.67 WY 2.18
#zone fissurée au niveau des appuis
4,5,12,13 SX 0.38 IZ 0.84 VY 1.71 WY 2.14

largchaussee=11

TABLIER

zone trans
1 larg largchaussee
barrs 1 a 16
FIN

#####

conv 1 'TS 1kN/essieu'
essieu
1 x1 0.0 poids 1 impact 0.4
2 x1 1.2 poids 1 impact 0.4
larg 3
max_ille 1
fin

coeff1=1.097 # coefficient de courbure pour 1 poutre voie 1
coeff2=0.661 # voie 2
coeff3=0.177 # voie 3

surch 1 'TS cara'
conv 1
pond (300*0.9*coeff1+200*.8*coeff2+100*.8*coeff3)
zone 1
fin

EXEC SURCH 1

#####

coeffv1=1.097
coeffvr=0.452
poidudl=(3*9*0.7*coeffv1+5.6*2.5*1*coeffvr)/largchaussee

ALG 1 'UDL'
dens 0 poidudl
dens 250 poidudl
fin

#####

surch 2 'UDL cara'

```
alg 1  
pond 1.0  
zone 1  
fin
```

EXEC SURCH 2

#####

```
CONV 2 'LMF3 - Convoi de fatigue en kN'  
ESSIEU  
1 XL 0.0 POIDS 120 IMPACT 0.40  
2 XL 1.2 POIDS 120 IMPACT 0.40  
3 XL 7.2 POIDS 120 IMPACT 0.40  
4 XL 8.4 POIDS 120 IMPACT 0.40  
FIN
```

KLMS=0.6 # Coeff courbon

```
SURCH 10 'LMF3'  
CONV 2  
FOND KLMS  
ZONE 1  
FIN
```

EXEC SURCH 10

#####

```
ENV 1 COMB 'charges permanentes'  
charg 1  
charg 2 1 0.7 # surcharges maxi - mini  
fin
```

```
ENV 2 COMB 'surcharges caractéristiques'  
surch 1 0 1  
surch 2 0 1  
fin
```

```
ENV 3 COMB 'surcharges fréquentes'  
surch 1 0 0.75  
surch 2 0 0.4  
fin
```

```
ENV 4 COMB 'ELS Caractéristique'  
ENV 1  
ENV 2  
fin
```

```
ENV 5 COMB 'ELS Fréquent'  
ENV 1  
ENV 3  
fin
```

```
ENV 6 COMB 'ELU fondamentale'  
ENV 1 1 1.35  
ENV 2 0 1.35  
fin
```

sortie 'effort.res' non paginé
resu

charg 1,2 barre tout effort
surch 1,2 barre tout effort
charg

sortie 'appui.ncs' non pagine
resu
charg 1,2 appui
surch 1,2 appui
charg

sortie 'enveloppes.ncs' non pagine
resu
onv 6 barre tout effort

FIN

Caractéristiques barres sans béton.

barre	Sx (m ²)	Iz (m ⁴)	Vy (m)	Wy (m)
1,8,9,16	0,19	0,42	1,66	1,84
2,3,6,7,10,11,14,15	0,30	0,64	1,66	1,84
4,5,12,13	0,36	0,80	1,65	1,85

Cof.équivalence 1

barre type 1	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat	Inertie (m ⁴)	I + S*d ²
beton	0,00	0,00	0,00	3,50	0,00	0,00	0,00
semelle sup	1,10	0,05	0,06	3,48	0,19	0,00	0,66
ame	0,02	3,40	0,07	1,75	0,12	0,07	0,27
semelle inf	1,30	0,05	0,07	0,03	0,00	0,00	0,00
Aire mixte : 0,19				pos cdg :	2,66	I _{tot} (m ⁴) :	0,42

barre type 2	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat	Inertie (m ⁴)	I + S*d ²
beton	0,00	0,00	0,000	3,500	0,000	0,000	0,000
semelle sup	1,100	0,075	0,083	3,463	0,286	0,000	0,989
ame	0,035	3,350	0,117	1,750	0,205	0,110	0,469
semelle inf	1,300	0,075	0,098	0,038	0,004	0,000	0,000
Aire mixte : 0,297				pos cdg :	0,495	I _{tot} (m ⁴) :	0,635

barre type 3	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat	Inertie (m ⁴)	I + S*d ²
beton	0,00	0,00	0,000	3,500	0,000	0,000	0,000
semelle sup	1,100	0,100	0,110	3,450	0,380	0,000	1,309
ame	0,035	3,300	0,116	1,750	0,202	0,105	0,459
semelle inf	1,300	0,100	0,130	0,050	0,007	0,000	0,000
Aire mixte : 0,356				pos cdg :	0,588	I _{tot} (m ⁴) :	1,768

Caractéristiques des barres : à long terme

barre	Sx (m ²)	Iz (m ⁴)	Vy (m)	Wy (m)
1,8,9,16	0,30	2,73	2,42	1,43
2,7,10,15	0,41	0,99	2,22	1,63
3,6,11,14	0,30	0,64	1,66	2,19
4,5,12,13	0,34	0,78	1,65	2,20

Coef équivalence 18

barre type 1	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat.	Ine Ie (m ⁴)	I + 5I ^d
beton	5,90	0,35	0,11	3,68	0,42	0,02	1,57
semelle sup	1,10	0,25	0,06	3,48	0,19	0,00	0,66
âme	0,02	3,40	0,07	1,75	0,12	0,07	0,27
semelle inf	1,30	0,25	0,07	0,03	0,00	0,00	0,00
			Aire mixte :		0,73		2,51
				pos cdg :	2,42	tot (m ⁴) :	0,73

barre type 2	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat.	Ine Ie (m ⁴)	I + 5I ^d
beton	5,90	0,350	0,115	3,675	0,422	0,021	1,570
semelle sup	1,100	0,275	0,083	3,463	0,286	0,000	0,989
âme	0,035	3,350	0,117	1,750	0,205	0,110	0,469
semelle inf	1,300	0,275	0,098	0,038	0,004	0,000	0,050
			Aire mixte :		0,916		3,029
				pos cdg :	2,224	tot (m ⁴) :	0,931

barre type 3	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat.	Ine Ie (m ⁴)	I + 5I ^d
beton fissuré	0,000	0,000	0,000	3,500	0,000	0,000	0,000
semelle sup	1,100	0,275	0,083	3,463	0,286	0,000	0,989
âme	0,035	3,350	0,117	1,750	0,205	0,110	0,469
semelle inf	1,300	0,275	0,098	0,038	0,004	0,000	0,000
			Aire mixte :		0,495		1,458
				pos cdg :	1,664	tot (m ⁴) :	0,635

barre type 4	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat.	Ine Ie (m ⁴)	I + 5I ^d
beton fissuré	0,000	0,000	0,000	3,500	0,000	0,000	0,000
semelle sup	1,100	0,100	0,110	3,450	0,380	0,000	1,309
âme	0,030	3,300	0,099	1,750	0,173	0,090	0,393
semelle inf	1,300	0,100	0,130	0,050	0,007	0,000	0,000
			Aire mixte :		0,559		1,703
				pos cdg :	1,650	tot (m ⁴) :	0,780

Caractéristiques des barres : à court terme.

barre	Sx (m ²)	lx (m ⁴)	Vy (m)	Wy (m)
5,8,9,16	0,53	0,94	2,95	0,85
2,7,10,15	0,64	1,30	2,74	1,11
3,6,11,14	0,30	0,60	1,66	2,15
4,5,12,13	0,34	0,78	1,65	2,20

Coef équivalence

6

Barre type 1

	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat	Inertie (m ⁴)	I + S*d ²
beton	5,90	0,35	0,34	3,58	1,26	0,02	4,67
semelle sup	1,10	0,05	0,06	3,48	0,19	0,00	0,66
âme	0,02	3,40	0,07	1,75	0,12	0,07	0,27
semelle inf	1,30	0,05	0,07	0,03	0,30	0,00	0,00
Aire mixte :		0,53			1,58		5,61
pos cdg :					2,96		0,94

Barre type 2

	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat	Inertie (m ⁴)	I + S*d ²
beton	5,900	0,350	0,344	3,675	1,265	0,021	4,669
semelle sup	1,100	0,075	0,083	3,463	0,286	0,000	0,989
âme	0,035	3,350	0,117	1,750	0,205	0,110	0,469
semelle inf	1,300	0,075	0,038	0,038	0,004	0,000	0,000
Aire mixte :		0,641			1,759		6,127
pos cdg :					2,743		1,302

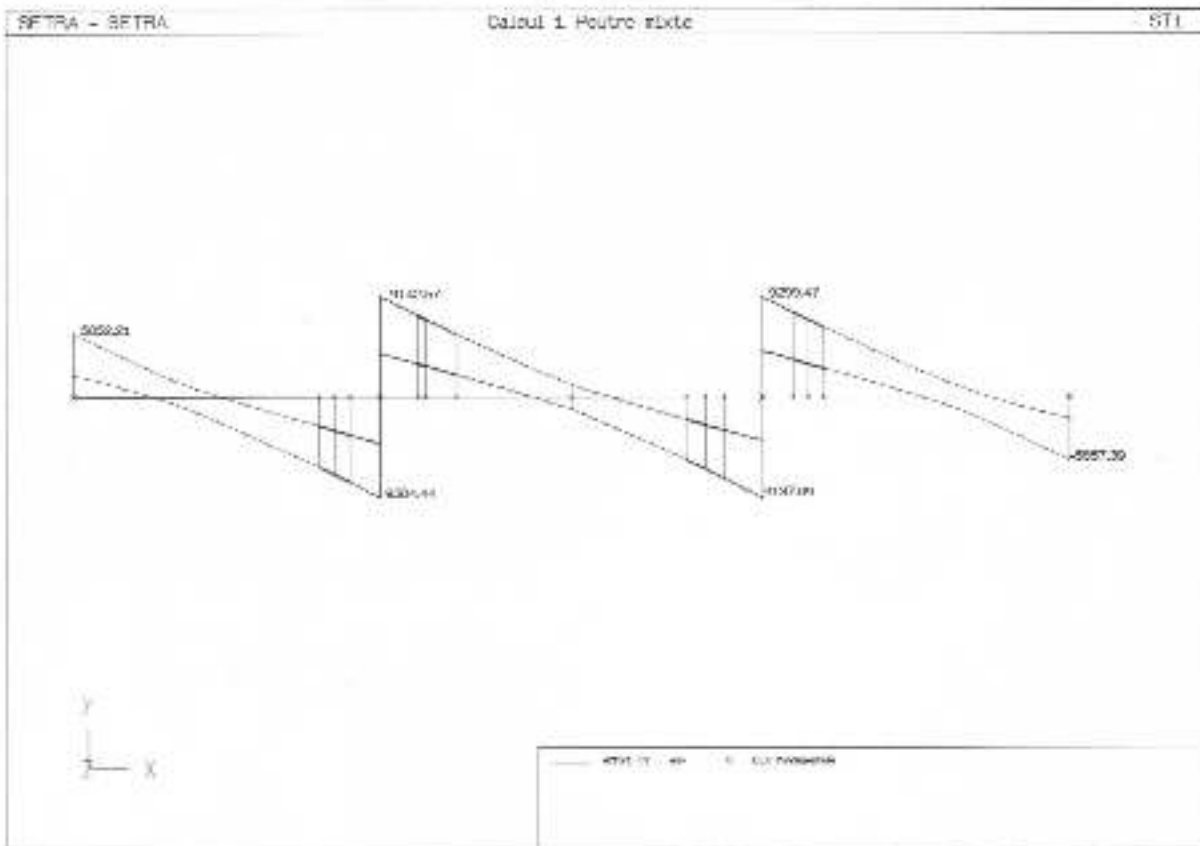
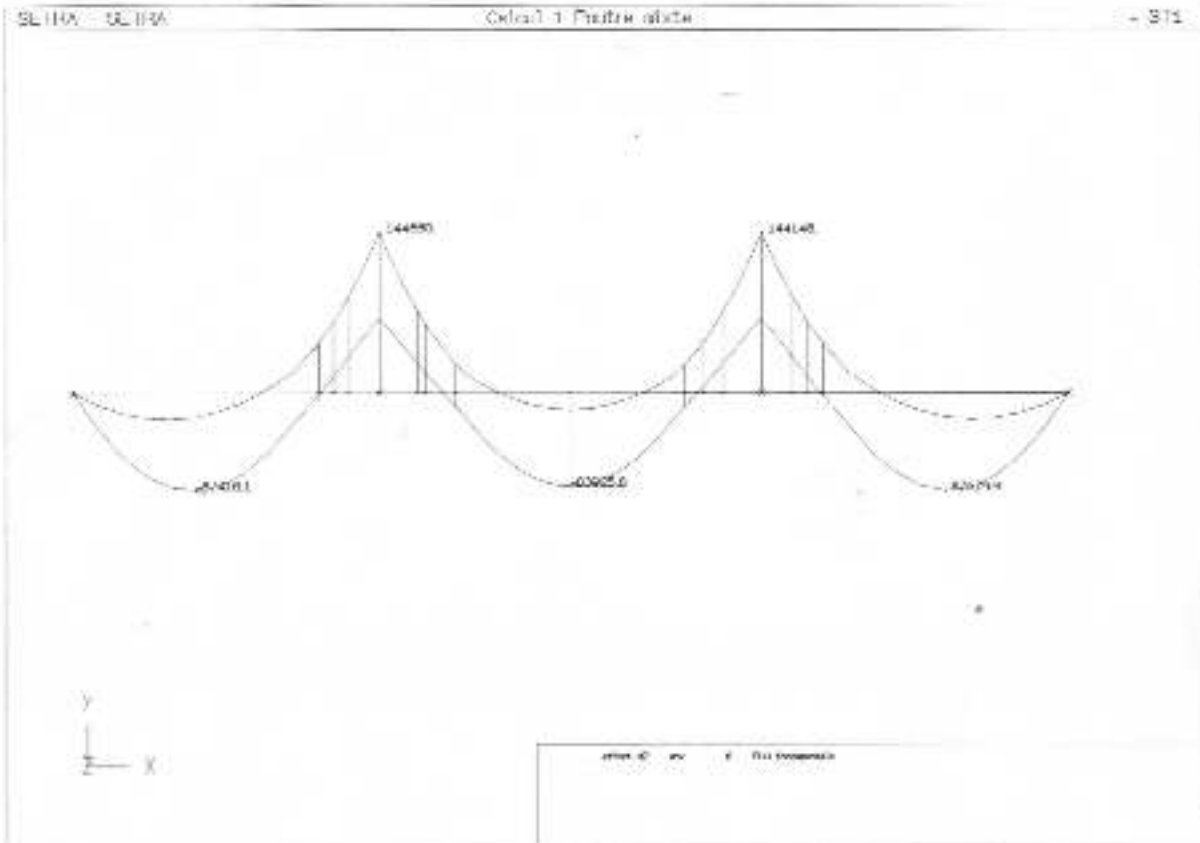
Barre type 3

	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat	Inertie (m ⁴)	I + S*d ²
beton fissuré	0,000	0,000	0,000	3,500	0,000	0,000	0,000
semelle sup	1,100	0,075	0,083	3,463	0,286	0,000	0,989
âme	0,035	3,350	0,117	1,750	0,205	0,110	0,469
semelle inf	1,300	0,075	0,038	0,038	0,004	0,000	0,000
Aire mixte :		0,297			0,495		1,458
pos cdg :					1,664		0,635

Barre type 4

	largeur (m)	épaisseur (m)	section (m ²)	d cdg/fib inf (m)	Moment stat	Inertie (m ⁴)	I + S*d ²
beton fissuré	0,000	0,000	0,000	3,500	0,000	0,000	0,000
semelle sup	1,100	0,100	0,110	3,450	0,380	0,000	1,309
âme	0,030	3,300	0,099	1,750	0,173	0,050	0,393
semelle inf	1,300	0,100	0,130	0,050	0,007	0,000	0,000
Aire mixte :		0,333			0,559		1,703
pos cdg :					1,650		0,780

Diagrammes du moment et effort tranchant - 1^{ère} itération



Calcul classe de action en travée et en appui - Section I'ELU

Données

Acier		210000
Es (Mpa)		
Béton		
fck (Mpa)	35	
fcm (Mpa)	43	
Ecm (Mpa)	34077	
Données structure		
Dalle		
lenco1(m)	2,8	
lenco2(m)	2,8	
bc(m)	5,9	
tc (m)	0,35	
Poutre		
Troüée		
b'f5(m)	1,1	
b'f (m)	1,3	
f	3,5	
hw	3,41	
tfst	0,045	
tfbt	0,045	
twt	0,02	
Fy(tst) (Mpa)	335	
Fy(tbt) (Mpa)	335	
Fy(twc) (Mpa)	345	

Détermination de l'AMP

	Effort Maximum(kN)
Béton F4	40,96
Semelle sup F1	16,58
Semelle Inf F2	19,80
Arme F3	23,529
Efforts de traction Ft	50,33
F2 + F3	43,13
ΣF poutre métallique	59,71

Position de l'AMP

xt (mm)	19,6
x0(m)	0,020

Vérification à l'ELU

(en MN.m)

Moment dû à la	57,65
Moment dû à la	0,19
Moment dû à l'a	40,58
Moment dû au b	8,21
Mpl,Rd (MN.m)	115,63
Med (MN.m) sol	87,09

1ère itération

Calcul des classes de sections pour appui et vérification à l'ELU

Données	
Acier	
Es (Mpa)	210000
Acteurs passifs	
fsk (Mpa)	500
fs	1,15
Beéton	
fck (Mpa)	35
fcm (Mpa)	43
Ecm (Mpa)	34077
Données structure	
Donnée	
lenco1 (m)	2,8
lenco2 (m)	2,8
bc (m)	5,9
tc (m)	0,35
Poutre	
Appui type 3	
bfa (mm)	1100
bfi	1300
h	3500
hw	3300
tfs	100
tfi	100
tw	35
fy (fs) (Mpa)	315
fy (tf) (Mpa)	315
fy (tw) (Mpa)	345

Détermination de la classe de la section

Semelle inférieure

e		0,864	
Limites de classes	Borne inf	Borne sup	
Classe 1		7,77	
Classe 2	7,77	8,64	
Classe 3	8,64	12,09	
(bf-tw)/ (2*tfi)		6,325	

Arme

	Effort (MN)
Acteurs passifs F4	10,68
Semelle sup F1	34,65
Semelle inf F2	40,95
Arme F3	39,85
Ft	63,07
F2+F3	80,80

Position de l'ANP dans l'âme

x (m) à partir du T

a	0,555	
hw/tw	94,28571429	
e	0,825	
Limites des classes	Borne inf	Borne sup
Classe 2		60,55
Classe 3	51,44	
σsup (Mpa)	-284,6	
σinf (Mpa)	296,2	
ψ	-0,961	
Limites de classes		38,21830887
Classe 3		
Classe 4		

Vérification à l'ELU

	Critères	
σsup (Mpa)	-284,60	fy (fs) (Mpa)
σinf (Mpa)	296,20	fy (tf) (Mpa)
σs (Mpa)	-287,70	fs (Mpa)
		315
		315
		500

2ème itération

Calcul classe de section au appui et vérification à l'ELU

Données	
Acier	
Es [Mpa]	210000
Aciers passifs	
fsk [Mpa]	500
vs	1,15
Béton	
fck [Mpa]	35
fcm [Mpa]	43
Fcm [Mpa]	34077
Données structure	
Dalle	
lenco1 [m]	2,8
lenco2 [m]	2,8
bc [m]	5,9
hc [m]	0,35
Poudre	
Appui type 3	
bfs [mm]	1100
bff	1300
h	3500
hw	3310
tfs	95
tff	95
tw	35
fy[fs] [Mpa]	315
fy[ff] [Mpa]	315
fy[tw] [Mpa]	345

Détermination de la classe de la section

Semelle inférieure

e		0,864	
Limites de classes			
Classe 1	Borne inf		Borne sup
			7,77
Classe 2		7,77	8,64
Classe 3		8,64	12,09
(b _f -b _w)/ (2*t _{ff})		8,657894737	

Ame	Effort (MN)
Aciers passifs F4	10,68
Semelle sup F1	32,92
Semelle inf F2	38,90
Ame F3	39,97
Ft	61,24
F2-F3	78,87

Position de l'ANP dans l'âme

x [m] à partir de h 1,85

α	0,559
fw/tw	94,57142857
ε	0,825
Limites des classes	
Borne inf	
Borne sup	60,08
Classe 2	
Classe 3	61,44
σ _{sup} [Mpa]	-289,9
σ _{inf} [Mpa]	303,67
σ _u	-0,955
Limites de classes	
Classe 3	37,65386492
Classe 4	

Vérification à l'ELU

	Critères	
σ _{sup} [Mpa]	-289,90	fy[fs] [Mpa]
σ _{inf} [Mpa]	303,67	fy[ff] [Mpa]
σ _u [Mpa]	-287,70	fs [Mpa]
		500

Cisaillement

Données

Acier

Es (Mpa) 210000

Béton

fck (Mpa) 35

fcm (Mpa) 43

Ecm (Mpa) 34077

Données structure

Doile

lenco1(m) 2,8

lenco2(m) 2,8

ep(m) 6,2

tc (m) 0,35

Poutre

Troüvee	Appui type 3	Type 2
bfs(mm)	1100	1100
bfi	1300	1300
h	3500	3500
hw	3410	3350
tfst	45 tfs	95
tfst	45 tff	95
tw	20 tw	35

Ved (MN) Calcul Ved (ST1) 9,264

Vérification de résistance au cisaillement

Section sur appui

$f_y(tw)$ (Mpa)	345
$V_{pl,Rd}$ (MN)	28
Ved(MN)	9,264

Vérification du non voilement sous cisaillement

Section sur appui

a(m)	6,15
e(t)	0,825
kt	6,50
f_{hw}/f_w	94,57
33/h etc.	54,35

Calcul de Vbro

del(Mpa)	24,221
rcr(Mpa)	137,91
λ_w	1,20
X_w	0,72
Vbro(MN)	15,11

Vrd (MN)	15,11
Ved (MN)	9,264