

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures (L.G.S.D.S)

Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

Etude d'un pont mixte courbe à béquilles

Réalisé par :

IGHIL AMEUR Lamine

Encadré par :

Mme H.MOHABEDDINE

Mme D.CHERID

Proposé par :



Promotion Juin 2011

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Pasteur Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger (Algérie)

Tel : 213 21 52 53 01/03 – Fax : 213 21 52 29 73 www.enp.edu.dz

Remerciements

Je remercie notre Dieu le tout Miséricordieux pour ses grâces à mon endroit, qui m'ont fortifiées dans la persévérance pour mener à bien ce modeste travail.

Je remercie infiniment mes chers parents de m'avoir offert tout ce dont j'ai besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans ma vie.

Je remercie vivement mes promotrices, Mme D.CHERID et Mme H.MOHABEDDINE, pour l'aide qu'elles m'ont apportée, et leurs conseils instructifs durant l'élaboration de ce mémoire.

Je souhaiterai manifester ma reconnaissance particulièrement à M. DJERRIR, ingénieur chef d'études à la SAPTA, de m'avoir proposé le thème de ce travail, et pour toutes les informations relatives au domaine des ouvrages d'art sur le terrain.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner mon travail.

Je voudrai exprimer mon profond respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du deuxième cycle universitaire à l'Ecole Nationale Polytechnique.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de ma grande mère

Mes très chers parents et mes sœurs

L'unique et chère Amina et toute sa famille

Ma tante Sabrina et la famille YOUSSEFI

Toute la famille IGHL AMEUR

Mes amis et tous ceux qui en seront honorés

ملخص

الغرض من هذا العمل هو دراسة و تصميم جسر مختلط مقوس ذو سيقان حديدية، يبلغ طوله 130م و عرضه 9,24م. يتكون الجسر من 4 مقاطع بطول 38م للمقطعين الوسطيين و 27م للجانبين، و يحده حاجزين للسلامة. لقد تم اختيار هذا الصنف من الجسر مع الأخذ بعين الاعتبار مختلف العوامل الطبيعية و الاقتصادية المتعلقة بالمشروع. نهتم من خلال هذه الدراسة بمعاينة قدرة الجسر على مقاومة مختلف القوى الخارجية المؤثرة عليه، التي يتم حسابها باستعمال برنامج روبيو، و ذلك من أجل التأكد من عدم تعرضه للالتواء و التحقق من القيود. كلمات إفتتاحية : جسر مختلط، ساق، مستجمعة القوى.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont mixte courbe à béquilles ; à deux voies de circulation, d'une longueur de 130 m et une largeur de 9,24 m. Cet ouvrage est bordé de deux glissières de sécurité et composé de quatre travées.

Cette variante a été retenue en tenant compte des données naturelles et des raisons économiques relatives au projet.

L'utilisation de l'outil informatique s'impose pour l'évaluation des différentes sollicitations afin d'effectuer les vérifications des contraintes, du voilement et du déversement, en respectant les règlements en vigueur. Pour cela, on a fait appel au logiciel Robot.

Mots clés : pont mixte, béquille, entretoise.

Abstract

The goal of this work is the study of a mixed bridge curves with crutches, two-track circulation. With a 130 m length and a width of 9,24 m, this bridge is bordered of two safety fences, and is composed of four spans.

This alternative was retained by taking account of the natural data and the economic reasons relating to the project.

The use of the computer tools is essential for the evaluation of the various requests in order to carry out the checks of the constraints, with warping and variously, by respecting the payments in force. For this, we turned to the Robot software.

Key words: mixed bridge, crutch, spacer.

Table des matières

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Conception générale

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet	2
I.3. Situation du projet.....	2
I.4. Données naturelles	3
I.5. Données fonctionnelles	3
I.6. Choix du type d'ouvrage.....	5
I.7. Présentation des variantes	6
I.7.1. Variante 01 : Pont mixte bipoutre	6
I.7.2. Variante 02 : Pont à haubans	7
I.7.3. Variante 03 : Pont caisson mixte	8
I.8. Analyse multicritère.....	9
I.9. Pont mixte bipoutre	9
I.9.1. Tablier en bipoutre mixte	10
I.9.1.1. Différents types de tablier	10
I.9.1.2. Eléments constitutifs du tablier	12
I.9.2. Equipements des ponts	16
I.9.3. Eléments de protection	16
I.10. Pont à béquilles	17
I.11. Pont courbe	17
I.12. Mode de fonctionnement	18
I.12.1. Mode isostatique	18
I.12.2. Mode hyperstatique	18
I.13. Conclusion	18

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux et pré dimensionnement

II.1. Introduction	19
II.2. Matériaux de construction	19
II.2.1. Béton	19
II.2.2. Acier	20
II.3. Pré dimensionnement	23
II.3.1. Dalle	23
II.3.2. Poutres principales	23

II.3.3. Entretoises	25
II.3.4. Béquilles.....	25
II.3.5. Caractéristiques géométriques	26
III.4. Conclusion.....	27

Chapitre III : Charges et surcharges

III.1. Introduction	28
III.2. Charges permanentes.....	28
III.2.1. Poids propre de dalle.....	28
III.2.2. Charge permanente complémentaire	28
III.3. Charges climatiques	29
III.4. Surcharges d'exploitation.....	30
III.4.1. Détermination des caractéristiques du pont routier	30
III.4.2. Détermination des charges de la chaussée	31
III.4.2.1. Système de charges A	31
III.4.2.2. Système de charges B	33
III.4.2.3. Surcharges militaires.....	34
III.4.2.4. Coefficient de majoration dynamique.....	35
III.4.2.5. Charges exceptionnelles	36
III.4.2.6. Efforts de freinage	37
III.4.2.7. Forces centrifuges	39
III.4.2.8. Force de frottement parasite des appuis.....	39
III.5. Combinaisons de charges	39
III.5.1. Coefficients de majoration.....	40
III.5.2. Combinaisons.....	40
III.6. Conclusion.....	41

Chapitre IV : Etude en phase d'exécution

IV.1. Introduction	42
IV.2. Différentes étapes de réalisation d'un pont	42
IV.3. Méthodologie de calcul	42
IV.4. Modélisation.....	43
IV.5. Méthode de construction	44
IV.6. Evaluation des sollicitations.....	47
IV.7. Les différentes étapes de vérification.....	48
IV.7.1. Etape 1 : Vérification des contraintes	48

IV.7.2. Etape 2 : Vérification du voilement de l'âme.....	48
IV.7.3. Etape 3 : Vérification au déversement.....	50
IV.8. Vérification de la poutre en I	51
IV.9. Vérification de la poutre en caisson	52
IV.10. Conclusion	53

Chapitre V : Etude en phase de service

V.1. Introduction	54
V.2. Dimensionnement de la dalle en béton armé.....	54
V.2.1. Fonctionnement.....	54
V.2.2. Evaluation des sollicitations	55
V.3. Calcul des armatures transversales dans la dalle	59
V.3.1. Combinaisons aux états limites.....	59
V.3.2. Calcul du ferrailage dans la section S_2	59
V.3.3. Calcul du ferrailage dans la section S_1	61
V.4. Calcul des armatures longitudinales dans la dalle.....	62
V.5. Etude de la section mixte (acier-béton).....	63
V.5.1. Caractéristiques géométriques	63
V.5.2. Calcul de la section mixte	65
V.5.2.1. Hypothèses de calcul.....	65
V.5.2.2. Caractéristiques géométriques de la section mixte	65
V.5.2.3. Effets des sollicitations différées	68
V.5.2.4. Vérification des contraintes	69
V.5.2.5. Vérification à l'ELU (justification des sections mixtes).....	75
V.6. Vérification des entraits	79
V.7. Calcul des béquilles à l'ELS	81
V.8. Calcul des déformations (flèches)	85
V.9. Conclusion.....	85
Conclusion générale	86
Bibliographie.....	87
Annexes	88

Liste des tableaux

Tableau. I.1. Comparaison des différentes variantes	9
Tableau. I.2. Valeurs de l'épaisseur de dalle.....	12
Tableau. II.1. Caractéristiques de résistance de la charpente	20
Tableau. II.2. Limitation des contraintes admissibles de traction	21
Tableau. II.3. Différentes caractéristiques géométriques	26
Tableau. II.4. Valeurs du moment résistant	26
Tableau. III.1. La charge totale des éléments non porteurs.....	29
Tableau. III.2. Classe du pont en fonction de la largeur roulable	30
Tableau. III.3. Valeurs du coefficient a_1	31
Tableau. III.4. Valeurs de l_0	32
Tableau. III.5. Valeurs de la charge A	32
Tableau. III.6. Valeurs du coefficient b_c	33
Tableau. III.7. Valeurs du coefficient de majoration dynamique δ	36
Tableau. III.8. Coefficients multiplicateurs des différentes charges	40
Tableau. III.9. Différentes combinaisons de charge.....	41
Tableau. IV.1. Sollicitations des différentes phases.....	47
Tableau. V.1. Les sollicitations dues aux charges permanentes	57
Tableau. V.2. Les sollicitations dues aux charges d'exploitation	58
Tableau. V.3. Les moments et les efforts tranchants des combinaisons aux états limites	59
Tableau. V.4. Caractéristiques géométriques des sections d'acier.....	63
Tableau. V.5. Caractéristiques géométriques de la section du béton	64
Tableau. V.6. Valeurs du coefficient d'équivalence « n »	65
Tableau. V.7. Caractéristiques de la section mixte (cas de poutre en I)	67
Tableau. V.8. Caractéristiques de la section mixte (cas de poutre en caisson)	67
Tableau. V.9. Sollicitations dues aux charges et surcharges à l'ELS	71
Tableau. V.10. Contraintes dues au moment positif à l'ELS	72
Tableau. V.11. Contraintes dues au moment négatif à l'ELS	74
Tableau. V.12. Calcul du moment résistant ultime positif.....	77
Tableau. V.13. Calcul du moment résistant ultime négatif	78
Tableau. V.14. Valeurs de la flèche	81

Liste des figures

Figure. I.1. Situation de l'ouvrage.....	2
Figure. I.2. Tracé en plan	4
Figure. I.3. Profil en long	4
Figure. I.4. Coupe transversale du tablier	5
Figure. I.5. Exemple de pont mixte bipoutre	6
Figure. I.6. Exemple de pont à haubans	7
Figure. I.7. Tablier en caisson mixte.....	8
Figure. I.8. Eléments constitutifs d'un pont mixte bipoutre.....	10
Figure. I.9. Tablier bipoutre mixte à entretoises	10
Figure. I.10. Tablier bipoutre mixte à pièces de pont.....	11
Figure. I.11. Tablier bipoutre large avec pièces de pont et console	11
Figure. I.12. Dalle dans le cas du tablier avec entretoises.....	12
Figure. I.13. Section de poutre en I.....	13
Figure. I.14. Poutres courbes.....	13
Figure. I.15. Poutres droites	13
Figure. I.16. Emplacement de l'entretoise dans le tablier	14
Figure. I.17. Différents types de connecteurs.....	15
Figure. I.18. Différentes formes des montants d'appui.....	15
Figure. I.19. Différents équipements des ponts.....	16
Figure. I.20. Eléments de protection	16
Figure. I.21. Variantes du pont à béquilles.....	17
Figure. I.22. Pont bipoutre courbe.....	17
Figure. II.1. Diagramme déformations-contraintes.....	22
Figure. II.2. Coupe transversale du tablier	23
Figure. II.3. Changement des sections des poutres	24
Figure. II.4. Section d'une poutre en I	24
Figure. II.5. Section d'une poutre en caisson.....	25
Figure. III.1. Détail du Trottoir	28
Figure. III.2. Disposition du système B_c	33
Figure. III.3. Disposition du système B_t	34
Figure. III.4. Disposition du système M_c 120.....	35
Figure. III.5. Disposition du système D280	37
Figure. III.6. Disposition du système D240	37
Figure. IV.1. Modèle de calcul, vue en 3D	43
Figure. IV.2. Coulage de la dalle dans les travées C1-P1 et P1-P2.....	44
Figure. IV.3. Coulage de la dalle en zone d'appui P1	44
Figure. IV.4. Coulage de la dalle dans la travée P2-P3.....	45
Figure. IV.5. Coulage de la dalle en zone d'appui P2.....	45
Figure. IV.6. Coulage de la dalle dans la travée P3-C2	45
Figure. IV.7. Coulage de la dalle en zone d'appui P3.....	46
Figure. IV.8. Diagramme du moment fléchissant de la phase 6	46
Figure. IV.9. Diagramme du moment fléchissant de la phase 7	46
Figure. IV.10. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 6.....	46

Figure. IV.11. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 7.....	47
Figure. IV.12. Contraintes dans l'âme de la poutre.....	48
Figure. IV.13. Dimensions de la poutre en I [mm]	51
Figure. IV.14. Dimensions de la poutre en caisson [mm].....	52
Figure. V.1. Les sollicitations de la dalle	54
Figure. V.2. Disposition des armatures dans la section de la dalle	55
Figure. V.3. Disposition des charges permanentes sur la tranche de la dalle	55
Figure. V.4. Diagramme du moment fléchissant dû au PP	56
Figure. V.5. Diagramme du moment fléchissant dû aux CCP	56
Figure. V.6. Diagramme de l'effort tranchant dû au PP	56
Figure. V.7. Diagramme de l'effort tranchant dû aux CCP	56
Figure. V.8. Diagramme du moment fléchissant sous B_c	57
Figure. V.9. Diagramme du moment fléchissant sous D240	58
Figure. V.10. Diagramme de l'effort tranchant sous B_c	58
Figure. V.11. Diagramme de l'effort tranchant sous D240.....	58
Figure. V.12. Section S_2 à ferrailer	59
Figure. V.13. Section S_1 à ferrailer	61
Figure. V.14. Schéma de ferrailage de la dalle	62
Figure. V.15 Détermination de la largeur efficace.....	63
Figure. V.16. Détermination des portées équivalentes.....	64
Figure. V.17. Section du béton (dalle+gousset)	64
Figure. V.18. Section mixte (cas de poutre en I).....	66
Figure. V.19. Section mixte (cas de poutre en caisson)	67
Figure. V.20. Diagramme du moment fléchissant dû au PP	69
Figure. V.21. Diagramme du moment fléchissant dû aux CCP.....	69
Figure. V.22. Diagramme du moment fléchissant dû au D240	70
Figure. V.23. Diagramme du moment fléchissant dû au B_c	70
Figure. V.24. Diagramme de l'effort tranchant dû au PP	70
Figure. V.25. Diagramme de l'effort tranchant dû au CCP	70
Figure. V.26. Diagramme de l'effort tranchant dû au D240	70
Figure. V.27. Contraintes dans la section mixte (poutre + armatures passives)	71
Figure. V.28. Position de l'axe neutre plastique dans la section.....	75
Figure. V.29. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU sous la combinaison N°4.....	78
Figure. V.30. Sollicitations de l'entretoise.....	79
Figure. V.31. Diagramme du moment fléchissant pour l'entretoise	79
Figure. V.32. Diagramme de l'effort tranchant pour l'entretoise	79
Figure. V.33. Raidisseur d'entretoise d'about	81
Figure. V.34. Sollicitations de béquille.....	81
Figure. V.35. Longueur de flambement dans l'élément comprimé.....	83

Introduction générale

Introduction générale :

Un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art. Il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. Quant à la résistance structurale, ce niveau est garanti par le respect de normes et de règles appropriées.

En Algérie, l'augmentation du nombre de véhicules se traduit par une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile et surtout dans le secteur du transport urbain qui est privatisé à 90%, ce qui ne facilite guère le déplacement. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier, en favorisant la réalisation de différents ouvrages d'art.

Le projet de réalisation d'un échangeur à la sortie nord de la ville de Laghouat par l'entreprise publique économique *EPE-SAPTA*, fait l'objet de ce présent mémoire à travers une étude comportant les étapes suivantes :

D'abord, on présente le projet qui est en cours de réalisation, et on en fixe une variante de pont parmi celles proposées, puis on donne les différentes caractéristiques des matériaux utilisés, le pré dimensionnement des éléments constitutifs du pont, ainsi qu'une définition des charges et surcharges susceptibles d'y être appliquées.

Une fois toutes les charges définies, on passera au calcul des différentes sollicitations induites et pour ce faire, on fera appel au logiciel *Robot Structural Analysis Professional 2010*, pour une modélisation du tablier, vu la complexité de la structure et de son fonctionnement hyperstatique. Des vérifications analytiques seront faites pour les différents éléments structuraux de notre ouvrage en phase d'exécution, suite à un choix de la méthode de réalisation du tablier.

Par la suite, on consacrera un chapitre au dimensionnement en phase de service, où on commencera par l'étude transversale de la dalle permettant le calcul de son ferrailage selon les règles BAEL, qui sera vérifié à l'aide du logiciel SOCOTEC. Puis on s'intéressera à l'étude de la section mixte acier-béton, dont il y a lieu de vérifier les contraintes normales et tangentielles, la stabilité vis-à-vis du voilement et du déversement relatif à l'âme des poutres principales, ainsi qu'une vérification à l'état limite ultime. Par ailleurs, on procédera au dimensionnement des entretoises sur culées lors du changement des appareils d'appuis et au calcul des béquilles, dont les sollicitations sont déterminées grâce à la fonction « analyse détaillée » proposée par le logiciel Robot. On terminera ce chapitre par un calcul des flèches.

Enfin, on clôturera ce mémoire par une conclusion générale.

Chapitre I

Conception générale

I.1. Introduction :

La conception d'un ouvrage est basée sur l'optimisation technique, économique, et esthétique de la structure. Après avoir analysé l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles qui lui sont imposées, on intègre un certain nombre d'exigence de qualité architecturale ou paysagère.

De différentes variantes seront proposées avec une description générale pour chacune d'elles, tout en citant leurs avantages et inconvénients, et à l'issue d'une analyse multicritères on retient la variante la plus appropriée à l'étude de notre projet.

I.2. Présentation du projet :

Notre projet est un échangeur permettant la liaison entre la Route Nationale 1 (RN1) et le contournement de la ville de Laghouat (vers EL ASSAFIA) au niveau de l'intersection située à la sortie Nord du Pont OUED MZI.

I.3. Situation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude, est implanté au Nord de la ville de Laghouat juste à la sortie du Pont OUED MZI, il est représenté en zone rouge sur la figure ci-dessous :



Figure. I.1. Situation de l'ouvrage

L'allure générale de l'ouvrage est définie par ses données fonctionnelles relatives à la portée : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

I.4. Données naturelles :

Les données relatives au site où notre ouvrage sera érigé, rapportées par le Laboratoire des Travaux Publics du Sud, sont résumées comme suit :

➤ **Géologie du site :**

La reconnaissance géologique du site a été faite au moyen de cinq (05) sondages carottés, et les coupes lithologiques définissant chaque sondage réalisé sur le terrain ont montré que le sol de fondation de notre ouvrage est formé d'une dalle calcaire et recouvert par un remblai d'épaisseur variable sur le côté du Chemin de Wilaya CW147.

➤ **Hydrologie du site :**

Il est nécessaire de connaître les niveaux d'eau qui influent sur la conception générale du franchissement. Le site est situé près du grand OUED MZI.

➤ **Données géotechniques :**

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol devant recevoir les fondations de notre ouvrage, des échantillons ont été prélevés de la dalle calcaire afin de les soumettre aux analyses de laboratoire. Pour déterminer la résistance à la compression simple du massif rocheux, des carottes normalisées (H=2D) prélevées à des différentes profondeurs ont été soumis à l'écrasement, ainsi les valeurs obtenues montrent que la résistance moyenne du massif rocheux est de 216 bars.

D'autre part, le choix du type de fondation à réaliser dépend de la nature du sol et ses caractéristiques géotechniques.

➤ **Données sismologiques :**

La région de Laghouat est située dans une zone de faible sismicité, classée selon les Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA 2008) comme suit :

- Zone sismique : **I** (faible) ;
- Groupe de pont : **3** (pont d'importance moyenne) ;
- Site : **catégorie S1** (site rocheux).

I.5. Données fonctionnelles :

Les données relatives à la portée qui présentent notre ouvrage sont les suivantes :

➤ **Tracé en plan :**

L'ouvrage en question, est composé en plan de deux alignement droits de 32,6 m chacun, et d'un arc de cercle de 64,8 m avec un rayon de courbure $R = 100$ m.

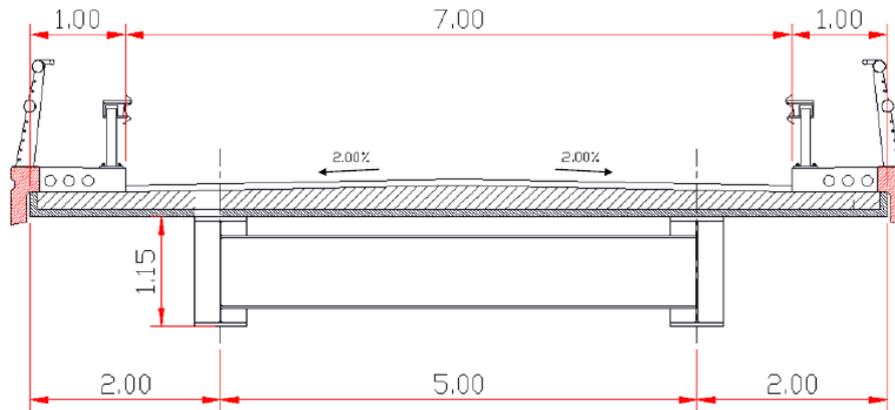


Figure. I.4. Coupe transversale du tablier

I.6. Choix du type d'ouvrage :

Le but est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions propres au projet. Pour cela, il faut d'abord connaître les contraintes à respecter ainsi que les différentes variantes pouvant être envisagées.

Cette opération est conditionnée par un ensemble de paramètres permettant d'effectuer une comparaison entre les solutions proposées, afin d'en retenir une ou plusieurs qui feront ensuite l'objet d'une étude approfondie. Ces paramètres sont les suivants :

- Le profil en long de la chaussée.
- Les positions possibles pour les appuis.
- La nature du sol de fondations.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

En outre, la diversité des ponts nous mène à tenir en compte de certains critères permettant de les classer. On cite :

- La voie portée (pont route, rails, aqueduc ...etc.)
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue.

Pour notre ouvrage, on propose trois variantes possibles :

- Variante 01 : Pont mixte bipoutre.
- Variante 02 : Pont à haubans.
- Variante 03 : Pont caisson mixte.

I.7. Présentation des variantes :

I.7.1. Variante 01 : Pont mixte bipoutre

➤ Description :

Réalisé dans le cas de petites et moyennes portées pouvant aller jusqu'à 110 m, il est constitué de deux poutres en acier supportant une dalle en béton. De ce fait, l'acier et le béton ne sont pas utilisés en même temps par hasard.



Figure. I.5. Exemple de pont mixte bipoutre

Ce type de pont utilise de façon optimale chacun de ses matériaux, la dalle en béton ne résiste bien qu'en compression (idéale pour la partie supérieure du tablier), tandis que les poutres en acier résistent à la fois en compression et en traction (idéale pour une bonne flexion longitudinale, en partie inférieure du tablier). Néanmoins, ce type d'ouvrage présente des avantages et des inconvénients.

➤ Avantages :

- Rapidité d'exécution globale.
- Précision dimensionnelle des structures.
- Possibilité d'extension et de réparation.
- Economie à la construction, et performance en terme de recyclage à l'issue d'une démolition, assurant ainsi le respect de l'environnement.
- Possibilité d'une préfabrication industrielle dans des ateliers à l'abri des intempéries avec un contrôle qualité poussé.

➤ **Inconvénients :**

- Le problème majeur des ponts mixtes est le phénomène de la fatigue dans les assemblages.
- Risque du voilement et du déversement des poutres principales.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée (surtout pour le soudage).
- Instabilité des membrures tendues au flambement latéral.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades important du montage.

I.7.2. Variante 02 : Pont à haubans

➤ **Description :**

Dans cet ouvrage, le tablier est soutenu par des haubans (nom désignant aussi les câbles qui assurent le maintien des mâts des voiliers) eux-mêmes reliés à des pylônes en béton ou en acier (cas du viaduc de Millau, France).



Figure. I.6. Exemple de pont à haubans

Le principe de ce type de pont est de diminuer la flexion longitudinale du tablier par une redistribution des efforts via les haubans. Les ponts à haubans peuvent franchir des distances de près de 1000 m, tout en conservant une épaisseur de tablier raisonnable. On cite ci-dessous leurs avantages et inconvénients.

➤ **Avantages :**

- Il présente une grande importance esthétique.
- Possibilité de franchir de très grandes portées (généralement supérieur à 200 m).
- Il permet de ne pas utiliser des massifs d'ancrages, et facilite les changements des câbles grâce à l'absence des deux gros câbles porteurs (cas du pont suspendu).

➤ **Inconvénients :**

- Ouvrage très coûteux, car il nécessite une très grande quantité d'acier.
- Complexité d'exécution (demande une main d'œuvre très qualifiée et un matériel spécial).
- Accroissement des contraintes de compression dans la membrure inférieure.
- Multiplication des câbles de précontrainte au niveau du fléau.

I.7.3. Variante 03 : Pont caisson mixte

➤ **Description :**

Le tablier du pont caisson mixte est constitué d'une dalle en béton armé et des poutres en caisson. Dans sa forme la plus simple, la poutre en caisson comporte deux âmes, verticales ou inclinées, reliées à leur base par une tôle de fond raidie formant la semelle inférieure, tandis que la semelle supérieure, identique à celle du tablier mixte à poutres, est reliée à la dalle par le biais des connecteurs pour la garantie du non glissement [4]



Figure. I.7. Tablier en caisson mixte [3]

La semelle inférieure, large et mince, donc sensible à l'instabilité de voilement, est raidie par des raidisseurs longitudinaux et transversaux. Les caissons se distinguent par leur entretoisement qui peut être à [3] :

- Cadre ouvert, équivalent à une entretoise simple ;
- Cadre fermé avec pièces de pont et consoles ;
- Cadre triangulé avec ou sans consoles ;
- Diaphragme avec ou sans consoles.

Cependant, il présente des avantages et des inconvénients.

➤ **Avantages :**

- Légèreté et précision dimensionnelle des structures.
- Possibilité de franchir de grandes portées.
- Excellent rapport poids/performance de l'acier.
- Augmentation de la rigidité en flexion.
- Bonne résistance à la torsion.

➤ **Inconvénients :**

- Risque de flambement des pièces comprimées, et de renversement ou de voilement.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée.
- En construction mixte, les phénomènes de retrait et de fluage influent notablement la répartition des effets intérieurs.

Après un aperçu rapide sur les différentes variantes possibles, on passe à une étude comparative pour le choix d'une variante pour notre ouvrage.

I.8. Analyse multicritère :

Les critères de comparaison entre les variantes, permettant d'effectuer cette analyse, sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. I.1. Comparaison des différentes variantes

Différentes variantes		Pont mixte bipoutre	Pont à haubans	Pont caisson mixte
Critères de comparaison	Coût	+	-	-
	Entretien	+	-	+
	Esthétique	+	+	+
	Exécution	+	-	-
	Délai de réalisation du tablier	+	-	-

(+) Favorable

(-) Peu favorable

A l'issue de cette étude comparative des variantes proposées dans le cadre de notre ouvrage, et en tenant compte de ses données naturelles et économiques, la variante retenue et la plus appropriée est celle du pont mixte bipoutre :

I.9. Pont mixte bipoutre :

Le domaine d'emploi de ces ouvrages correspond aux portées de 25 à 110 m pour les travées continues, et pour les travées indépendantes, la portée maximale dépasse rarement 90 m. Cependant, un tablier de pont mixte bipoutre est constitué essentiellement d'une dalle en béton armé et de deux poutres principales connectées transversalement soit avec des entretoises soit avec des pièces de pont.

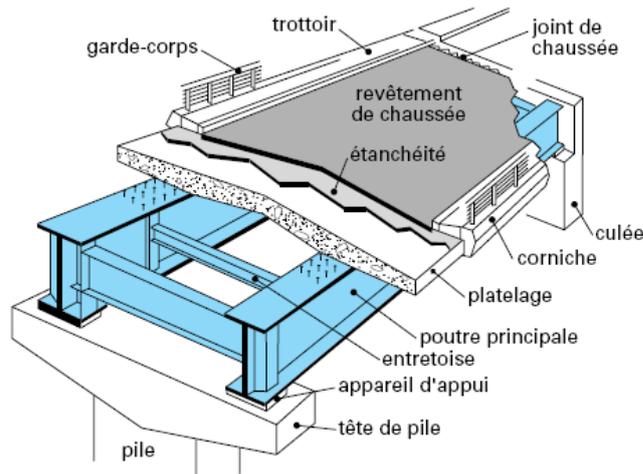


Figure. I.8. Eléments constitutifs d'un pont mixte bipoutre [4]

I.9.1. Tablier en bipoutre mixte :

Le tablier des bipoutres mixtes est constitué d'une dalle en béton connectée à deux poutres métalliques de manière à former un ensemble monolithique qui peut être à travées indépendantes ou continues.

Les poutres métalliques sont en général de hauteur constante, à âme pleine (en forme de I), le plus souvent continues sur appuis. Elles sont entretoisées, en fonction de la largeur du tablier, suivant les trois modes présentés ci-après :

- Par entretoises simples ;
- Par pièces de pont ;
- Par pièces de pont avec console.

I.9.1.1. Différents types de tablier :

➤ Bipoutre mixte à entretoises :

Lorsque la largeur du tablier est inférieure à 13 ou 14 m, on va plutôt utiliser le bipoutre mixte à entretoise. Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier, la dalle repose alors principalement sur les poutres.

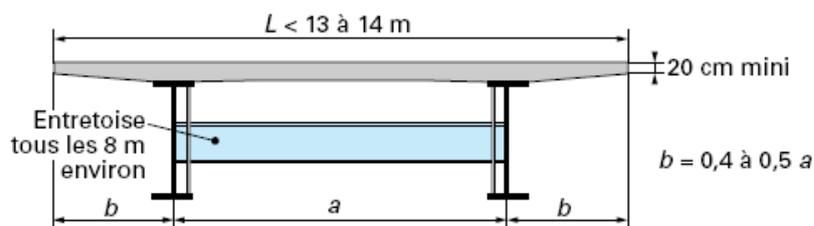


Figure. I.9. Tablier bipoutre mixte à entretoises [3]

La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placées vers la mi-hauteur des poutres et attachées sur les montants afin d'augmenter la stabilité de la structure métallique pendant la durée de vie du pont. Etant donné que les entretoises sont disposées à mi-hauteur des poutres, il reste un espace vide entre la partie supérieure de l'entretoise et la partie supérieure de la poutre. Cet espace peut donc être utilisé pour un coffrage mobile (lorsque la dalle est coulée sur place) [3]

➤ **Bipoutre à pièces de pont :**

Lorsque la largeur du tablier est supérieure à 13 ou 14 m, on va plutôt utiliser le bipoutre mixte à pièces de ponts. Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres devrait augmenter dans les mêmes proportions que la largeur de la dalle.

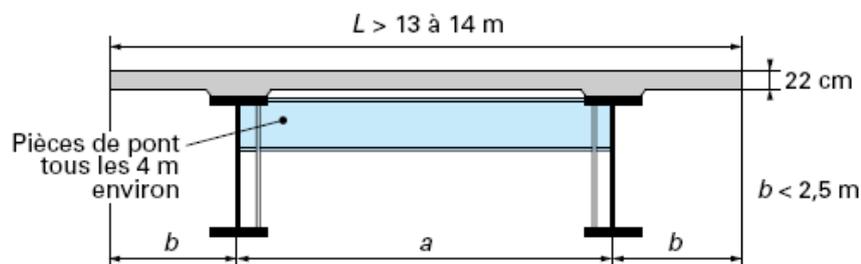


Figure. I.10. Tablier bipoutre mixte à pièces de pont [3]

Or, pour ne pas augmenter la hauteur de la dalle, il existe une solution consistant à créer des lignes d'appuis supplémentaires sous la dalle, grâce à des pièces de pont. La dalle repose désormais sur les poutres et sur les pièces de pont distantes d'environ 4 m. Cette technique permet de donner une distance entre poutre souhaitée ainsi qu'un encorbellement pouvant atteindre 2,5 m [3]

➤ **Bipoutre large avec pièces de pont et console :**

Il existe une variante au bipoutre mixte à pièces de pont : le tablier bipoutre large avec pièces de pont et consoles. Ce type de tablier est dans le prolongement du bipoutre à pièces de pont.

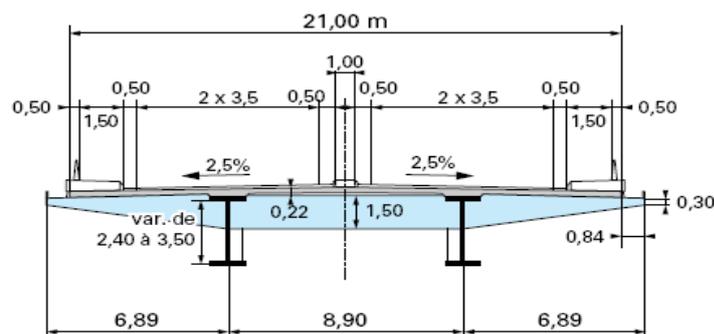


Figure. I.11. Tablier bipoutre large avec pièces de pont et console [3]

En effet, il est composé de pièces de pont et dans la continuité de ces dernières, des consoles métalliques ont été ajoutées. Ce qui permet de supporter de très large encorbellement, tout en réduisant la distance entre les poutres. Ce qui a pour avantage de réduire la largeur des piles et donc de les affiner. Un autre avantage est que l'on peut placer ce type de tablier dans des endroits où la place disponible au sol est réduite [3]

I.9.1.2. Eléments constitutifs du tablier :

On cite ci-après les différents éléments constitutifs du tablier d'un pont mixte.

➤ Dalle (ou couverture) :

La dalle peut être d'épaisseur variable ou non, selon que l'on emploie des entretoises ou des pièces de pont. Elle peut être aussi simplement armée ou précontrainte transversalement (solution intéressante pour les tabliers de largeur supérieure à 14 m).

Dans le cas de l'emploi des entretoises (comme c'est le cas pour notre ouvrage de 9,24 m de largeur), la dalle en béton ayant une épaisseur de 20 à 30 cm, participe à la résistance de l'ouvrage en flexion longitudinale grâce à sa connexion aux poutres métalliques par des goujons ou des cornières [1]

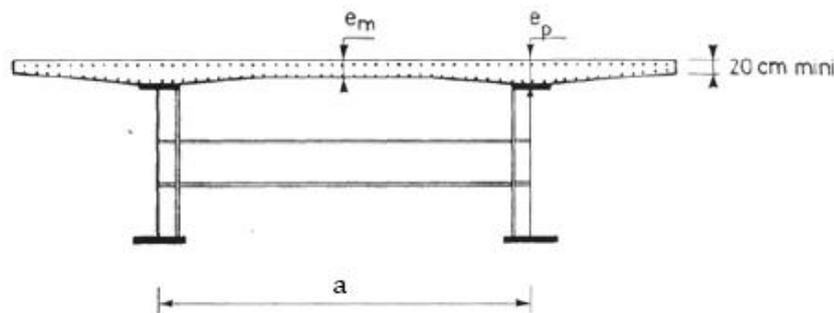


Figure. I.12. Dalle dans le cas du tablier avec entretoises [1]

Les valeurs du tableau. I.2 ne sont données qu'à titre indicatif pour servir de base à un pré dimensionnement. En effet, de nombreux facteurs interviennent dans le choix d'une épaisseur de la dalle, on cite :

- Présence de trottoirs ou de superstructure lourdes (corniches, caniveaux, ... etc.) ;
- Largeur des encorbellements.

Tableau. I.2. Valeurs de l'épaisseur de la dalle [1]

Entre-axe a [m]	Epaisseur à mi-largeur e_m [cm]	Epaisseur au dessus des poutres principales e_p [cm]	Epaisseur constante e [cm]
5	24	28	25
6	25	30	27

➤ **Poutres principales :**

Composées d'une âme et de deux membrures (inférieure et supérieure), elles sont constituées à partir de plats oxycoupés dans des tôles larges. Ces plats sont assemblés par des cordons de soudure d'angle de 5 mm au minimum. Des profilés laminés peuvent aussi être utilisés quand les portées sont faibles.

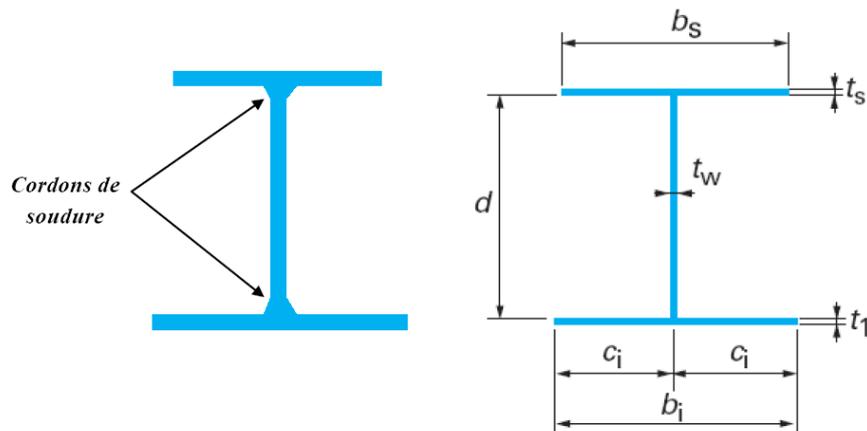


Figure. I.13. Section de poutre en I

L'âme et les membrures sont constituées de tronçons successifs d'épaisseurs différentes (en général deux ou trois épaisseurs différentes pour l'âme, deux à quatre épaisseurs différentes suivant la portée pour chaque membrure). La longueur moyenne des tronçons à assembler est de l'ordre de 20 m 25 m.

L'épaisseur de l'âme t_w dépend [1] :

- De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince) ;
- Des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs) ;
- De l'esthétique (déformation des âmes au niveau des raidisseurs visible de l'extérieur).

Dans le cas de pont courbe, la courbure pourra être réalisée de différentes façons, le plus souvent [1] :

- Par courbure des poutres ;
- Par des poutres droites et des encorbellements de largeur variable si cela est possible.

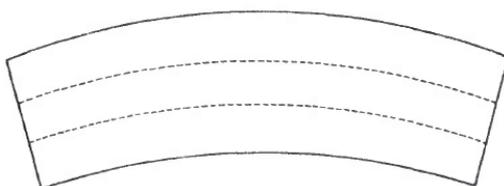


Figure. I.14. Poutres courbes

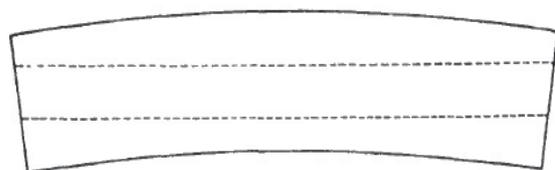


Figure. I.15. Poutres droites

➤ **Entretoises en zone courante :**

Espacées de 7 à 10 m, elles sont faites d'un profilé en double té soudé sur les montants, et placées environ à mi-hauteur des poutres. Sous les actions locales, l'entretroise n'en est pas concernée directement puisqu'elle ne porte pas la dalle, et sous les actions d'ensemble, l'entretroisement assume plusieurs fonctions [4] :

- Répartition des charges entre les poutres principales, en imposant le déplacement en bloc de l'ensemble des poutres ;
- Stabilisation des poutres contre le déversement par le maintien des semelles inférieures comprimées aux montants des cadres ;
- Contreventement horizontal avec le platelage, pour le report des charges horizontales du vent sur les appuis ;
- Transmission des réactions d'appuis verticales et horizontales sur les lignes d'appuis ;
- Raidissage transversal des poutres par le biais des montants d'entretroise.

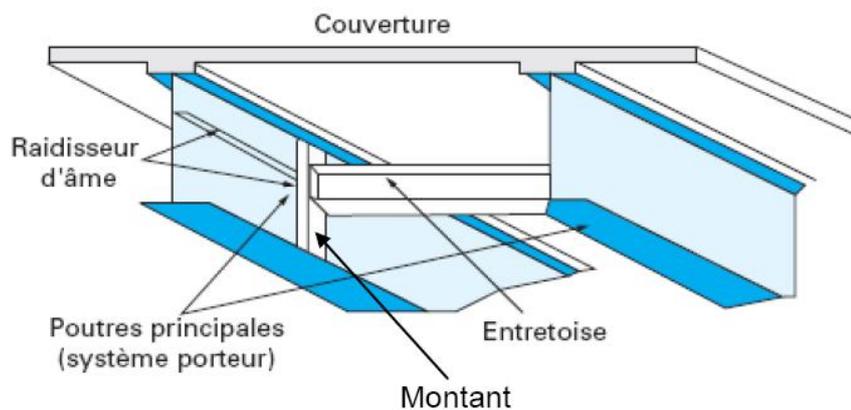


Figure. I.16. Emplacement de l'entretroise dans le tablier [4]

D'autre part, pour un pont courbe, le cadre d'entretroisement constitué principalement de l'entretroise, des deux montants verticaux et d'une partie de la dalle, doit reprendre un effort égal à « $\frac{N.a}{R}$ » appliqué aux membrures inférieures des poutres, « N » étant l'effort normal agissant dans chaque membrure inférieure, « R » le rayon de courbure du pont et « a » la distance entre entretroises [1]

➤ **Connecteurs :**

Les connecteurs sont des organes qui assurent la liaison entre l'ossature métallique et la dalle, ils ont pour fonction principale de résister aux efforts de glissement entre la dalle et la poutre métallique, ainsi qu'aux efforts de séparation de la dalle (soulèvement de la dalle par rapport à la membrure supérieure des poutres), des efforts pouvant provenir [1] :

- De la transmission des moments d'encastrement des montants des cadres d'entretoisement ;
- De la déformation d'effort tranchant des poutres métalliques ;
- De la flexion différentielle des deux poutres.

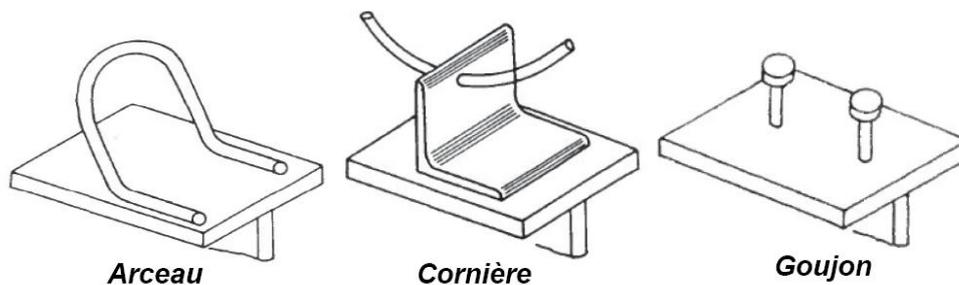


Figure. I.17. Différents types de connecteurs [1]

➤ **Montants d'appui :**

Leur rôle est d'empêcher la flexion transversale de la membrure inférieure, de transmettre la réaction d'appui à l'âme en flux de cisaillement, et d'empêcher le voilement local de celle-ci sous l'effet de la charge ponctuelle appliquée dans son plan.

Pour vérifier le montant d'appui au flambement hors du plan de l'âme de la poutre, on peut simplifier le calcul dans le sens de la sécurité en prenant la longueur de flambement égale à la hauteur de l'âme [1]

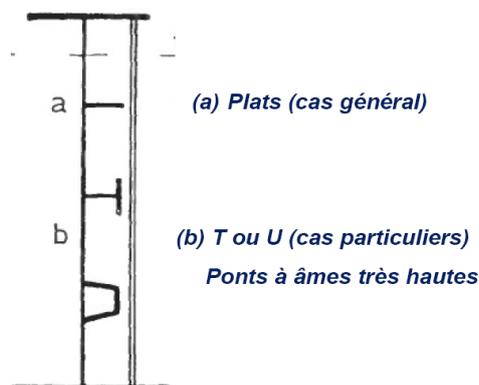


Figure. I.18. Différentes formes des montants d'appui [1]

I.9.2. Equipements des ponts :

Ils couvrent un ensemble de dispositifs de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

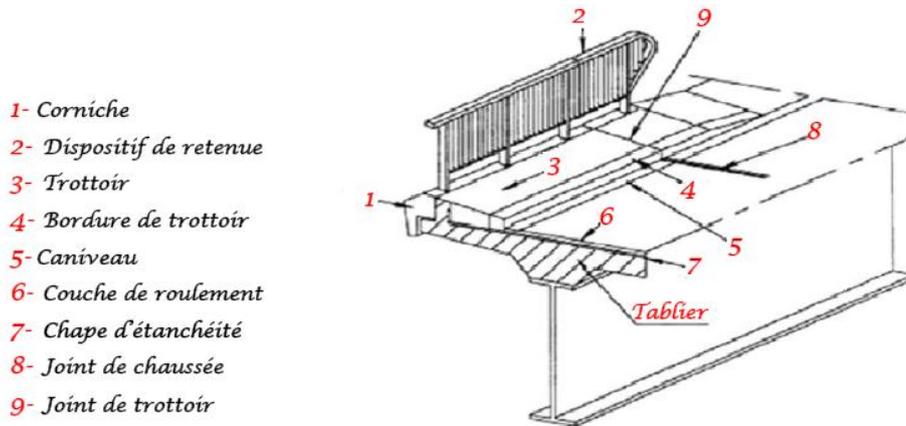


Figure. I.19. Différents équipements des ponts [6]

Ces dispositifs permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers (qualité de la chaussée, dalles de transition entre les remblais et les culées, bordures de trottoirs et dispositifs de retenue, à savoir garde-corps, glissières et barrières), de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation des eaux, etc.), tout en favorisant le bon fonctionnement du pont (appareils d'appui, joints de dilatation), ainsi que le rôle esthétique qu'apporte les corniches à l'ouvrage.

De plus, ces équipements ont une importance économique réelle : ils représentent de 8 à 12 % du coût total d'un pont au moment de sa construction, et environ 36 % de son coût d'entretien [7]

I.9.3. Eléments de protection :

Ils permettent d'assurer la durabilité de l'ouvrage (mais ne participent pas à sa résistance) et sa protection contre les effets de l'érosion par les eaux de ruissellement. Ils jouent également un rôle esthétique.

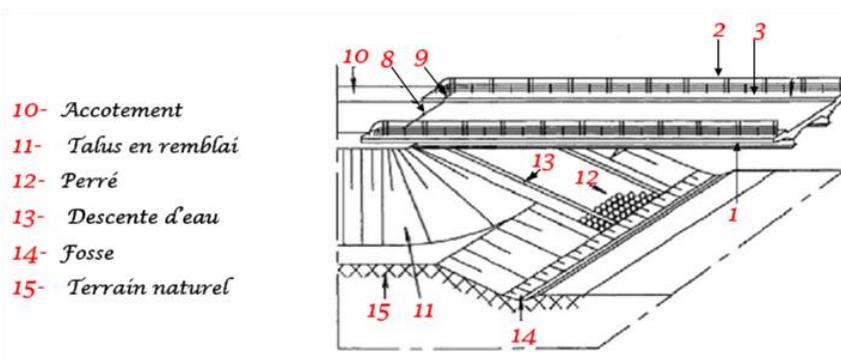


Figure. I.20. Eléments de protection [6]

Après avoir opté pour un pont mixte bipoutre, le bureau d'études propose des béquilles pour les piles.

I.10. Pont à béquilles :

Le pont à béquilles avait la forme d'un portique avec des piles-culées verticales encastrées dans le tablier. Actuellement, sous une forme moderne, les béquilles sont élancées, inclinées à 45° ou 50° et encastrées sur le tablier, en le divisant en trois travées.

Les appuis pouvant être simples ou doubles avec une contre-béquille, permettent soit une forte prise d'appui sur les flancs d'une vallée en gorge, soit un élargissement de l'ouverture d'un pont sur une voie d'eau navigable [3]

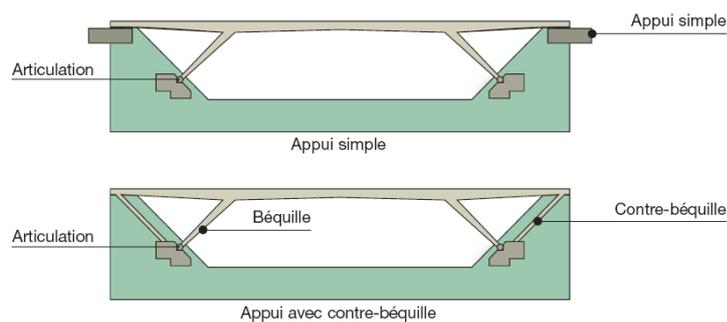


Figure. I.21. Variantes du pont à béquilles [3]

Le pont à béquilles est apparenté à l'arc en raison d'une similitude de fonctionnement, traduite par la poussée sur les massifs d'appuis et la combinaison des sollicitations de flexion et de compression dans les béquilles et dans la travée centrale du tablier. L'association de béquilles doubles écartées ou simples en queue de billard avec une variation d'inertie du tablier offrent au concepteur une grande liberté d'expression architecturale [3]

I.11. Pont courbe :

C'est un pont dont l'axe de la chaussée est courbe lorsque les données fonctionnelles du projet imposent une courbure à notre ouvrage dans des endroits bien précis.



Figure. I.22. Pont bipoutre courbe [3]

Remarque :

Avec un profil résistant en torsion, le bipoutre mixte s'impose dans les ouvrages où l'effet de courbure induit des moments de torsion tels qu'un profil ouvert ne peut les reprendre en résistance et en déformation [4]

I.12. Mode de fonctionnement :

Après avoir fixé le type d'ouvrage adéquat pour notre projet, il reste à déterminer son mode de fonctionnement tout en considérant les critères suivant :

- Fiabilité de l'ouvrage ;
- Durabilité ;
- Facilité d'adaptation au projet ;
- Facilité de mise en œuvre ;
- Economie.

A présent, on présente les deux modes de fonctionnement :

I.12.1. Mode isostatique :

- Facilité de fixation (méthode d'exécution) ;
- Plus de joints intermédiaires ;
- Plus de plaques d'appuis ;
- Plus de poids.

I.12.2. Mode hyperstatique :

- Possibilité de franchir des portées importantes ;
- Moins de joints intermédiaires et moins de plaques d'appuis ;
- Nécessite une main d'œuvre spécialisée ;
- Dégage un grand gabarit.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, notre choix se porte sur le mode hyperstatique qui permettra un bon fonctionnement à notre ouvrage.

I.13. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes variantes pour la réalisation de notre projet, et on a opté pour un pont mixte bipoutre, courbe à béquilles, qui répond le mieux aux critères de comparaison et tient compte des données propres à ce projet.

Le choix du type d'ouvrage étant fait, on passe à la définition des matériaux à utiliser en précisant leurs caractéristiques et au pré dimensionnement des éléments constitutifs de l'ouvrage.

Chapitre II

*Caractéristiques des matériaux
et
pré dimensionnement*

II.1. Introduction :

Avant toute étude ou conception d'un ouvrage du génie civil, il est indispensable de définir les matériaux à utiliser, en précisant leurs caractéristiques mentionnées sur les règlements appropriés.

Par ailleurs, ce chapitre comporte une description détaillée des différents éléments constitutifs de notre ouvrage, ainsi que leur pré dimensionnement.

II.2. Matériaux de construction :

Dans le calcul de ponts mixtes, comme c'est le cas pour notre ouvrage, les principaux matériaux utilisés sont le béton et l'acier, définis par les règles BAEL 91 modifiées 99 :

II.2.1. Béton :

Le béton ayant une masse volumique de l'ordre de 2500 kg/m^3 , est défini principalement par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} , prise égale à 30 MPa pour la réalisation de la dalle en béton dans le cadre de notre ouvrage. A cet effet, on donne ci-après ses différentes caractéristiques.

a. Résistance à la compression :

Elle est mesurée par compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées ayant un élancement égal à 2 (la hauteur fait le double du diamètre), et une section de 200 cm^2 , ses valeurs pour la dalle sont données par [5] :

$$f_{cj} = \begin{cases} 30 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{ si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{ si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jour, notée f_{tj} et exprimée en MPa, est conventionnellement définie par la relation [5] :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour la dalle en béton de notre ouvrage, la résistance à la traction $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinal du béton « E » :

➤ Module de déformation instantanée (courte durée) [5] :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad [\text{MPa}]$$

Alors, pour la dalle en béton de notre ouvrage $E_i = 34179,56 \text{ MPa}$

➤ Module de déformation différée (longue durée) [5] :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \quad [\text{MPa}]$$

Alors, pour la dalle en béton de notre ouvrage $E_v = 11496,76 \text{ MPa}$

d. Coefficient de Poisson « v » :

Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations [5]

e. Contrainte ultime de compression :

Les valeurs de la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime, notée f_{bu} , sont précisées par les règles BAEL sous la formule suivante [5] :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Dans laquelle :

f_{cj} : résistance à la compression.

γ_b : coefficient de sécurité du béton, pris égal à 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

II.2.2. Acier :

Pour notre ouvrage mixte, les aciers utilisés pour la réalisation de la charpente et la dalle en béton armé sont des aciers passifs :

a. Charpente :

Les poutres principales, entretoises, béquilles, plaques et remplissage de liaison sont réalisés en utilisant des aciers dont les caractéristiques sont présentées ci-dessous :

Tableau. II.1. Caractéristiques de résistance de la charpente

Type de profil	Type d'acier	Contrainte limite élastique f_y [MPa]	Contrainte limite à la rupture f_u [MPa]
Tôles et plaques ($ep \leq 40 \text{ mm}$)	S355	355	510
Tôles et plaques ($40 \text{ mm} \leq ep \leq 100 \text{ mm}$)	S355	355	500

b. Armatures de dalle :

Les armatures de la dalle en béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface. Pour notre ouvrage, on utilise des aciers à haute adhérence de nuance Fe E400 avec [5] :

- Limite d'élasticité : $f_e = 400$ MPa
- Contrainte de rupture : $f_r = 480$ MPa
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa

Les caractéristiques, relatives à ces armatures, prises en compte lors du calcul sont :

➤ **Limite d'élasticité « f_{su} » :**

A l'état limite ultime, la limite d'élasticité f_e est divisée par un coefficient de sécurité γ_s dans les calculs des armatures pour béton armé [5] :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Dans la quelle, le coefficient de sécurité γ_s est pris égal à 1,15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1 (unité).

➤ **Contrainte limite de traction « σ_{st} » :**

Elle est relative à l'état limite d'ouverture des fissures. La forme et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage [5].

Tableau. II.2. Limitation des contraintes admissibles de traction [5]

Etat de fissuration	Etat limite de service (ELS)	Coefficient de fissuration « η »
Peu préjudiciable	Rien à vérifier	1 pour les ronds lisses (RL) 1,6 pour les armatures à haute adhérence (HA)
Préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$ [MPa]	
Très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$ [MPa]	

➤ **Diagramme déformations-contraintes :**

Le diagramme déformations (ε_s) contraintes (σ_s) à considérer à l'état limite ultime est conventionnellement défini ci-dessous :

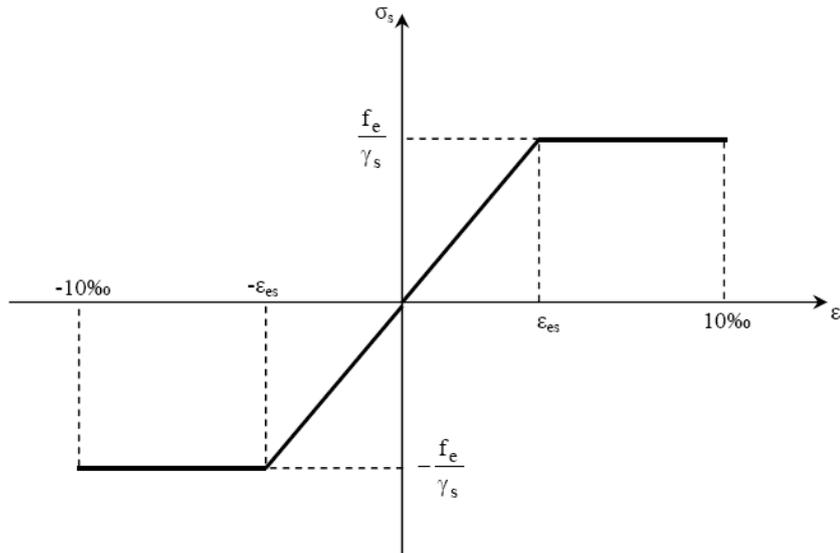


Figure. III.1. Diagramme déformations-contraintes [5]

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

ε_s : Déformation élastique de l'acier.

II.3. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux de notre ouvrage (dalle, poutre principale, béquilles et entretoises) est effectué en se référant à [1] :

II.3.1. Dalle :

Dans le cas de notre ouvrage (dont le tablier est mixte à entretoises) la distance entre les poutres principales « a » (Figure. I.12) varie entre 0,5 et 0,55 fois la largeur totale du tablier ($L = 9,24$ m), tel que :

$$0,5L \leq a \leq 0,55L \longrightarrow 4,62 \text{ m} \leq a \leq 5,08 \text{ m}, \text{ alors on adopte : } a = 5 \text{ m}$$

Les valeurs d'épaisseur de la dalle à prendre pour notre ouvrage (données par le tableau. I.2) en fonction de l'entre-axe des poutres « a » sont :

- Une épaisseur à mi largeur : $e_m = 25$ cm
- Une épaisseur au dessus des poutres principales : $e_p = 28$ cm
- Une épaisseur minimale de 20 cm, pour la partie en console (Figure. I.12)

II.3.2. Poutres principales :

➤ Nombre de poutres (sens transversal) :

Le nombre de poutres principales « N » constitutives du tablier de notre ouvrage est donné par la relation [1] :

$$N = \frac{L}{a}$$

$$\text{Par ailleurs on a : } L = 9,24 \text{ m et } a = 5 \text{ m} \longrightarrow \frac{L}{a} = \frac{9,24}{5} = 1,848$$

On prend alors : **N = 2 poutres** (tablier bipoutre).

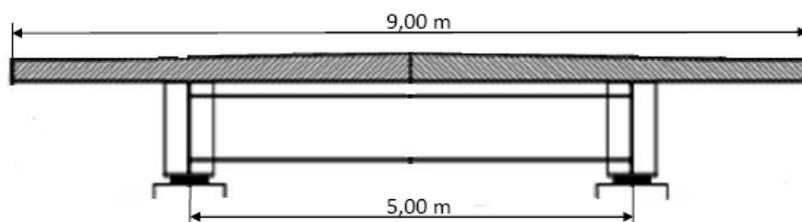


Figure. II.2. Coupe transversale du tablier

Dans le sens longitudinal, on a deux types de poutres : des poutres en I et des poutres en caisson au niveau des béquilles, et dont le pré dimensionnement est présenté ci-après :

➤ Poutre en I :

Elle est composée d'une âme (t_w), une semelle inférieure (b_i , t_i) et une semelle supérieure (b_s , t_s). Sa longueur et ses différentes dimensions sont indiquées sur les figures suivantes :

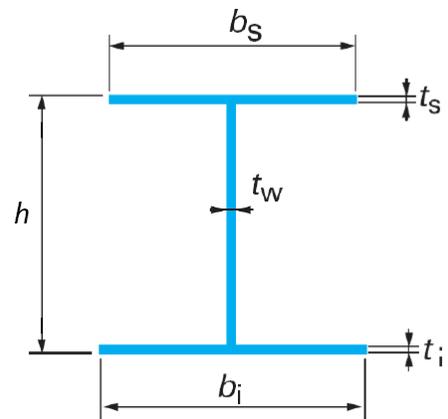
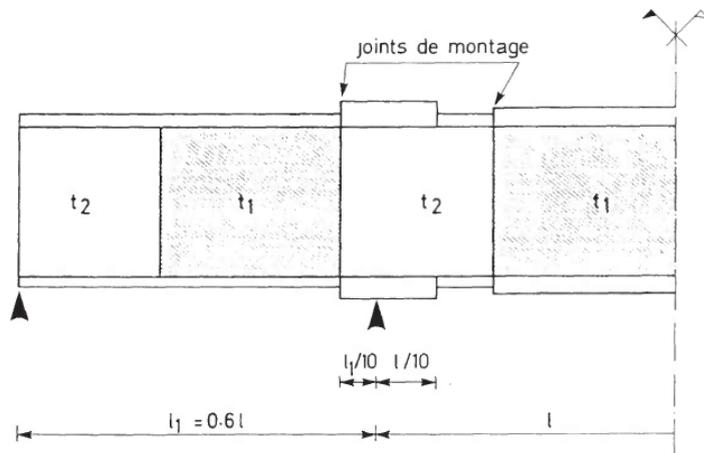


Figure. II.3. Changement des sections des poutres [1] Figure. II.4. Section d'une poutre en I

Dans le cadre de notre projet, on s'intéresse à la travée intermédiaire ($l = 38$ m) dont la longueur de la poutre en I est donnée par la figure II.3 comme suite :

$$L = l - 2\left(\frac{l}{10}\right) = 30,4 \text{ m}$$

• Ame :

- La hauteur de la poutre est déterminée par la formule suivante [1] :

$$\frac{L}{28} \leq h \leq \frac{L}{22} \longrightarrow \frac{30,4}{28} \leq h \leq \frac{30,4}{22} \longrightarrow 1,086 \text{ m} \leq h \leq 1,382 \text{ m}$$

On adopte alors une hauteur : $h = 1100$ mm

- Les valeurs minimales de l'épaisseur de l'âme sont données par [1] :

$$t_w \geq 0,005 h$$

$$\frac{V}{h_w t_w} \leq 100 \text{ MPa (en état limite de service)}$$

$$t_w \geq 12 \text{ mm (pour les âmes raidies longitudinalement des poutres principales)}$$

On prend une épaisseur de l'âme : $t_w = 18$ mm

- **Semelles :**

- Les dimensions des deux semelles sont déterminées en considérant les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions de résistance et d'instabilité.

- Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent en général à [1] :

$$400 \text{ mm} \leq b_i \text{ ou } b_s \leq 1300 \text{ mm}$$

$$\frac{b_{i,s}}{t_{i,s}} \leq 30 \quad (\text{pour l'acier E360 ou E355})$$

On adopte pour les deux semelles : $b_i = b_s = 760 \text{ mm}$; $t_i = t_s = 55 \text{ mm}$

- **Poutre en caisson :**

Elle est représentée la figure ci-dessous, et en tenant compte des conditions citées dans le cas de la poutre en I, ses dimensions sont prises égales à :

$$h = 1100 \text{ mm} \longrightarrow t_w = 15 \text{ mm}$$

Semelles :

$$b_i = b_s = 760 \text{ mm} ; t_i = t_s = 55 \text{ mm}$$

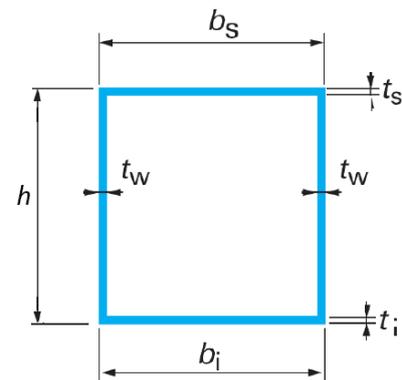


Figure. II.5. Section d'une poutre en caisson

II.3.3. Entretoises [1] :

Leur espacement varie de 6 à 10 m en fonction du risque de flambement latéral des membrures comprimées. A ce stade du pré dimensionnement, on peut prévoir un IPE 600.

II.3.4. Béquilles [1] :

Les béquilles ont une section similaire à celle de la figure II.5 (en caisson) avec les dimensions suivantes :

$$h = 800 \text{ mm} \longrightarrow t_w = 20 \text{ mm}$$

Semelles :

$$b_i = b_s = 760 \text{ mm} ; t_i = t_s = 50 \text{ mm}$$

II.3.5. Caractéristiques géométriques :

On rapporte dans le tableau ci-après les différentes caractéristiques géométriques des éléments pré dimensionnés ci-dessus (poutre en I, en caisson et les béquilles) :

Tableau. II.3. Différentes caractéristiques géométriques

	Eléments	S_i $\times 10^2$ [mm ²]	D_i [mm]	I_{xxGi} $\times 10^6$ [mm ⁴]	I_{xxi} $\times 10^9$ [mm ⁴]
Poutre en I	760×55	418	522,5	10,54	11,422
	990×18	178,2	0	1455,45	1,455
	760×55	418	522,5	10,54	11,422
	Σ	1014,2	-	-	24,3
Poutre caisson	760×55	418	522,5	10,54	11,422
	990×15	148,5	0	1212,87	1,213
	990×15	148,5	0	1212,87	1,213
	Σ	1133	-	-	25,3
Béquille	760×50	380	375	7,92	5,352
	700×20	140	0	571,67	0,572
	700×20	140	0	571,67	0,572
	760×50	380	375	7,92	5,352
	Σ	1040	-	-	11,85

Comme les sections des différentes poutres sont symétriques, le centre de gravité se trouve à mi-hauteur (poutres en I et caisson « $y_G = 550$ mm », béquille « $y_G = 400$ mm »).

➤ **Module de résistance « W » :**

Le module de résistance d'une section est donné par : $W = \frac{I_{xx}}{V}$

Avec :

$$V = V' = \frac{h}{2}$$

I_{xx} : moment d'inertie.

Tableau. II.4. Valeurs du module de résistance

Type de section	Poutre en I (h = 1100 mm)	Poutre caisson (h = 1100 mm)	Béquille (h = 800 mm)
$W \times 10^7$ [mm ³]	4,42	4,60	2,96

II.4. Conclusion :

Le béton à utiliser possède une résistance caractéristique à la compression de 30 MPa à l'âge de 28 jours, et une masse volumique de l'ordre de 2500 kg/m³.

D'autre part, les aciers utilisés pour la réalisation de la dalle en béton armé sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E400, et ceux utilisés pour la réalisation de la charpente (poutres principales, entretoises, béquilles, ...etc) sont de type S355.

Dans le cas de notre ouvrage, son pré dimensionnement nous a permis d'opter pour un tablier mixte bipoutre à entretoises.

Chapitre III

Charges et surcharges

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'évaluation des différents types de charges et des surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, telles que les charges permanentes et les charges d'exploitations (les charges hors trafic et les charges dues au trafic).

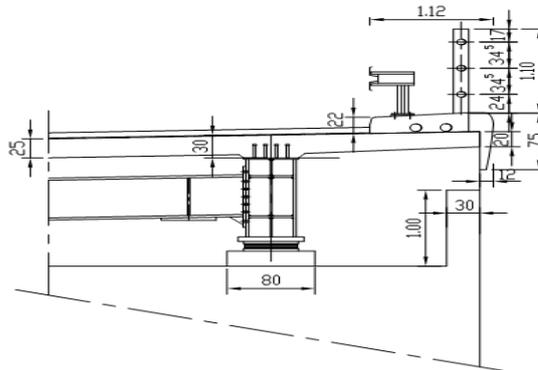


Figure. III.1. Détail du Trottoir

III.2. Charges permanentes :

Elles comprennent le poids propre de la dalle ainsi que celui des éléments non structuraux (corniches, gardes corps, glissières de sécurité et revêtement de la chaussée)

III.2.1. Poids propre de la dalle :

L'épaisseur et la largeur de la dalle sont 0,25 m et 9 m respectivement, ce qui donne la section de la dalle $A_{\text{dalle}} = 0,25 \times 9 = 2,25 \text{ m}^2$

$$P_{\text{dalle}} = \gamma_b \times A_{\text{dalle}} = 2,5 \times 2,25 = 5,625 \text{ t/ml}$$

γ_b : Masse volumique du béton tel que $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

Alors, le poids propre de la dalle $P_{\text{dalle}} = 5,625 \text{ t/ml}$

III.2.2. Charges permanentes complémentaires :

➤ Corniches :

La section totale des deux corniches en béton est $A_{\text{corniches}} = 2 \times 0,31 = 0,62 \text{ m}^2$

$$P_{\text{corniches}} = \gamma_b \times A_{\text{corniches}} = 2,5 \times 0,62 = 1,55 \text{ t/ml}$$

Alors, le poids des corniches $P_{\text{corniches}} = 1,55 \text{ t/ml}$

➤ Glissières de sécurité :

Le poids d'une glissière de sécurité est de 0,15 t/ml

$$P_{\text{glissières}} = 2 \times 0,15 = 0,3 \text{ t/ml}$$

Alors, le poids des glissières $P_{\text{glissières}} = 0,3 \text{ t/ml}$

➤ **Bitumage :**

Le revêtement a une épaisseur de 0,08 m et une largeur de 7 m, alors la section du revêtement est $A_{\text{revêtement}} = 0,08 \times 7 = 0,56 \text{ m}^2$

$$P_{\text{revêtement}} = \gamma_{\text{bitume}} \times A_{\text{revêtement}} = 2,2 \times 0,56 = 1,23 \text{ t/ml}$$

γ_{bitume} : Masse volumique du bitume tel que $\gamma_{\text{bitume}} = 2,2 \text{ t/m}^3$

Alors, le poids du revêtement $P_{\text{revêtement}} = 1,23 \text{ t/ml}$

➤ **Gardes corps :**

Le poids du garde corps est de 0,1 t/ml

$$P_{\text{gardes corps}} = 2 \times 0,1 = 0,2 \text{ t/ml}$$

Alors, le poids des gardes corps $P_{\text{gardes corps}} = 0,2 \text{ t/ml}$

La somme des charges permanentes complémentaires est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau. III.1. La charge totale des éléments non porteurs

L'élément	La charge [t/ml]
Les corniches	1,55
Les glissières de sécurité	0,3
Le revêtement	1,23
Les gardes corps	0,2
Σ	3,28

$$G_{\text{total}} = P_{\text{dalle}} + \Sigma (\text{charges permanentes complémentaires}) = 5,625 + 3,28 = 8,905 \text{ t/ml}$$

Alors, pour notre ouvrage, la charge permanente totale du tablier (sans le poids des poutres principales et les entretoises) $G_{\text{total}} = 8,905 \text{ t/ml}$

III.3. Charges climatiques :

➤ **Variations linéaires de la température :**

Les variations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage et les températures extrêmes +45°C et -20°C prises pour le proche et moyen Sud [2], ce qui donne une différence de température $\Delta T = \pm 65^\circ\text{C}$.

➤ **Gradient thermique :**

Une variation linéaire de température, sur la hauteur de la section d'un tablier mixte, de $\pm 8^\circ\text{C}$ est admise en tenant compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage, en considérant le module instantané comme module d'élasticité pour le béton [2].

➤ **Charge du vent :**

Les actions dues au vent sont introduites dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées, d'intensité égale à 2 KN/m^2 et assimilée à une valeur caractéristique [2].

III.4. Surcharges d'exploitations :

En se référant à [6], on peut fixer les différentes charges pouvant être appliquées sur notre ouvrage, on cite :

➤ **Charges routières nominales :**

- Système de charge A ;
- Système de charge B (B_c , B_t , B_r) ;

➤ **Charges routières à caractère particulier :**

- Charges militaires (M_{c120} , M_{c80} , M_{e120} , M_{e80}) ;
- Charges exceptionnelles (Convois types D et convois types E) ;

A présent, on passe à la définition des différentes caractéristiques d'un pont routier.

III.4.1. Détermination des caractéristiques du pont routier :

a. Largeur roulable (l_r) :

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre dispositifs de sécurité ou bordures [2]. Autrement dit, elle s'obtient en enlevant la largeur des deux trottoirs ($2 l_t$) à la largeur totale du pont (l_{totale}) :

$$L_r = l_{totale} - (2 l_t) = 9,24 - (2 \times 1,12) = 7 \text{ m}$$

b. Classe du pont :

En fonction de leur largeur roulable, les ponts routes sont rangés en trois classes :

Tableau. III.2. Classe du pont en fonction de la largeur roulable [2]

Classe du pont	Largeur roulable (l_r)
1	$l_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5 \text{ m} < l_r < 7 \text{ m}$
3	$l_r \leq 5,5 \text{ m}$

Notre ouvrage a une largeur roulable $l_r = 7 \text{ m}$, alors il est rangé dans la **1^{ère} Classe**.

c. Largeur chargeable (l_s) :

Elle se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,5 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe, et en conservant cette même largeur roulable lorsque la chaussée est encadrée par deux bordures [2].

Pour notre ouvrage, $l_s = l_r = 7 \text{ m}$

d. Nombre de voies (N) :

Il est égal à la partie entière du quotient par trois de la largeur chargeable, exprimé en mètres, excepté pour les chaussées dont la largeur chargeable est comprise entre 5 m inclus et 6 m sont considérées comme comportant deux voies de circulation [2].

$$N = E(l_s/3) = E(7/3) = 2$$

Alors notre ouvrage comporte deux voies de circulation.

e. Largeur d'une voie (l_v) :

Elle est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies [2].

$$l_v = (l_s / N) = (7/2) = 3,5 \text{ m}$$

III.4.2. Détermination des charges de la chaussée :

Les différents systèmes de charge susceptibles d'être placés sur notre ouvrage sont :

III.4.2.1. Système de charge A :

Applicable pour les pont dont les portées unitaires n'excèdent pas 200 m, il représente une charge uniforme A dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(L) par les coefficients a_1 et a_2 , donnée par la formule [2] :

$$A = a_1 a_2 A(L) \dots\dots\dots [\text{kg/m}^2]$$

- La charge A(L), exprimée en kilogramme par mètre carré $[\text{kg/m}^2]$, est donnée en fonction de la longueur chargée L exprimée en mètres [m], par la formule [2] :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

- Le coefficient a_1 est fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargées :

Tableau. III.3. Valeurs du coefficient a_1 [2]

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1	1	1	0,9	0,75	0,7
	2	1	0,9	-	-	-
	3	0,9	0,8	-	-	-

Pour le reste du calcul, on charge le maximum de voies ($N=2$) sur notre ouvrage de 1^{ère} Classe, alors le coefficient $a_1=1$

- Le coefficient a_2 est fonction de la classe du pont et la largeur d'une voie (l_v), il est donné par la formule [2] :

$$a_2 = l_0 / l_v$$

l_0 : exprimé en mètres et ayant des valeurs données par le tableau.III.4.

Tableau. III.4. Valeurs de l_0 [2]

Classe du pont	l_0 [m]
1	3,5
2	3
3	2,75

Pour notre ouvrage de 1^{ère} Classe ($l_0 = 3,5$ m), la largeur d'une voie est $l_v = 3,5$ m, alors le coefficient $a_2 = l_0 / l_v = 3,5 / 3,5 = 1$

On rapporte sur le tableau ci-dessous l'intensité de la charge A en fonction de la longueur chargée (L), calculée par la formule [6] :

$$A = a_1 a_2 A(L) N l_v \dots\dots\dots [t/ml]$$

Avec : $a_1 = 1$; $a_2 = 1$; $N = 2$ voies chargées ; $l_v = 3,5$ m et $A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$

Pour les ponts courbes ou présentant un biais variable suivant les appuis, on peut adopter pour les longueurs des valeurs moyennes pour chaque voie (longueur mesurée suivant l'axe de la voie) [2], alors pour notre ouvrage on adopte les longueurs : 27 m et 38 m

Tableau. III.5. Valeurs de la charge A

Travée L [m]	A(L) [kg/m ²]	A [t/ml]
27	1153,077	8,071
38	950	6,65
27+38	697,532	4,883
27+27	775,454	5,428
38+38	639,091	4,474
27+27+38	576,154	4,033
27+38+38	543,043	3,801
27+27+38+38	483,521	3,385

III.4.2.2. Système de charge B :

Le système de charge B comporte trois systèmes distincts [2] :

- Le système B_c : se compose de deux camions types ;
- Le système B_r : se compose d'une roue isolée ;
- Le système B_t : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les systèmes de charges dont il y a lieu d'examiner leurs effets sur notre ouvrage sont : B_c et B_t , sachant que ce dernier ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

➤ Système B_c :

Un camion type de ce système, de charge totale de 30 tonnes, comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques, dont les caractéristiques sont mentionnées sur la figure ci-dessous [2] :

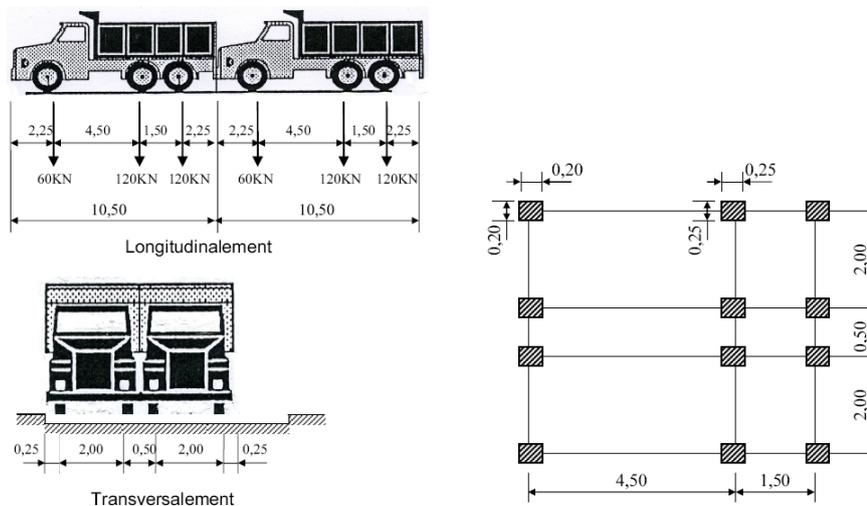


Figure. III.2. Disposition du système B_c [2]

L'intensité de la charge B_c est pondérée par un coefficient b_c fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, et exprimée par la formule :

$$S_{B_c} = B_c \times b_c = (2 \times 30) \times N \times b_c$$

Tableau. III.6. Valeurs du coefficient b_c [2]

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2	1	1	-	-	-
	3	1	0,8	-	-	-

Pour notre ouvrage de 1^{ère} Classe avec deux voies chargées au maximum (N=2), le coefficient $b_c = 1,1$

$$S_{Bc} = (2 \times 30) \times 2 \times b_c = 120 \times 1,1 = 132 \text{ t}$$

Alors, la surcharge du système B_c $S_{Bc} = 132 \text{ t}$

➤ Système B_t :

Un tandem de ce système, composé de deux essieux à roues simples munies de pneumatiques, possède une charge totale de 32 tonnes (16 tonnes par essieu), et pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés sur la chaussée [2] :

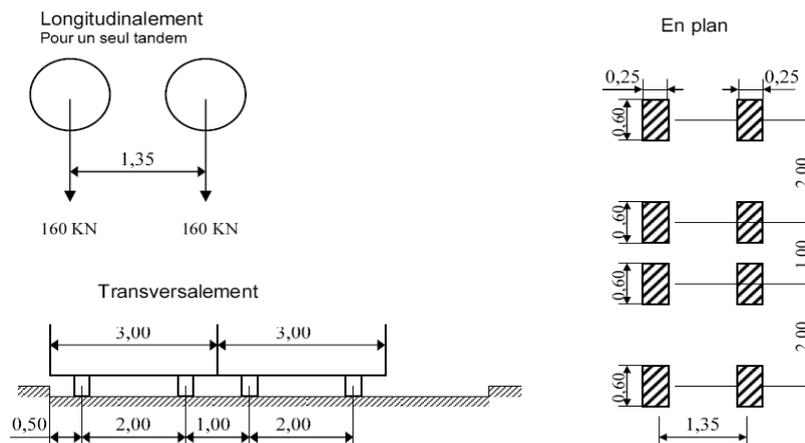


Figure. III.3. Disposition du système B_t [2]

L'intensité de la charge B_t est pondérée par un coefficient b_t fonction de la classe du pont :

- $b_t = 1,2$ pour les ponts de 1^{ère} Classe ;
- $b_t = 1$ pour les ponts de 2^{ème} Classe.

Pour notre ouvrage de 1^{ère} Classe ($b_t = 1,2$) supportant deux voies de circulation (N=2) :

$$S_{Bt} = B_t \times b_t = (2 \times 16) \times N \times b_t = (2 \times 16) \times 2 \times 1,2 = 76,8 \text{ t}$$

Alors, la surcharge du système B_t $S_{Bt} = 76,8 \text{ t}$

III.4.2.3. Surcharges militaires :

Les surcharges militaires de l'une des classes M80 ou M120 peuvent être, dans certains cas, les plus défavorables que celles des systèmes de charge A et B, pour cela il y a lieu d'évaluer leurs effets sur les ponts pour permettre leur circulation [2].

Chaque classe se compose de deux systèmes distincts M_c et M_e [2] :

- Système M_c :

Un véhicule type de ce système comporte deux chenilles et une charge totale de 72 tonnes pour la classe M80 et de 110 tonnes pour la classe M120.

- Système M_e :

Un véhicule type de ce système comporte deux essieux assimilés et une charge par essieu de 22 tonnes pour la classe M80 et de 33 tonnes pour la classe M120.

Le système de charge dont il y a lieu d'examiner ses effets sur notre ouvrage est :

➤ **Surcharge M_c 120 :**

La disposition et les caractéristiques de ce système de charge sont mentionnées sur la figure ci-dessous :

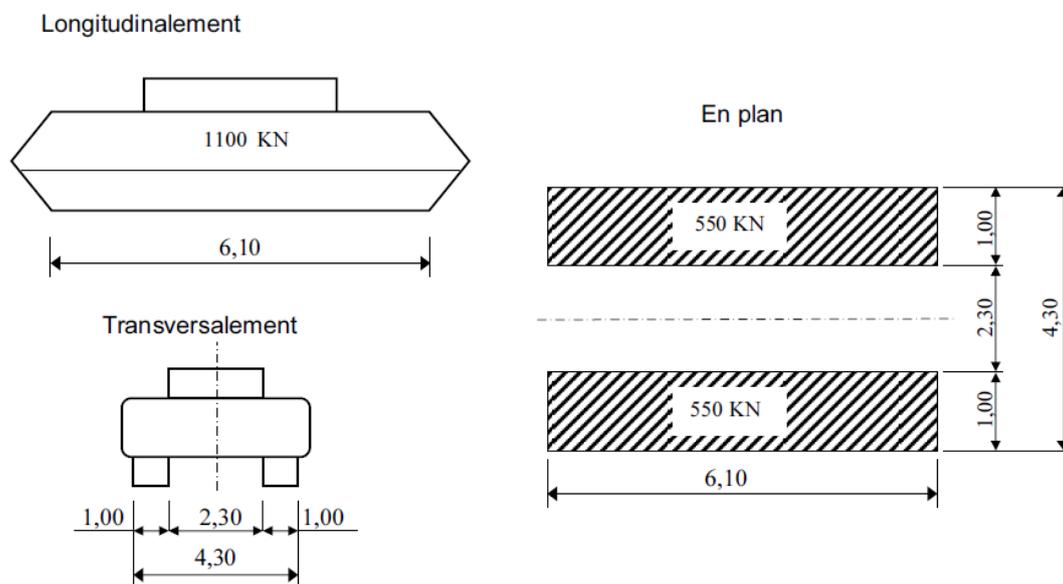


Figure. III.4. Disposition du système M_c 120 [2]

Alors, la surcharge du système M_c 120 $S_{M_c120} = 110$ t

III.4.2.4. Coefficient de majoration dynamique :

Applicable aux systèmes de charge B (B_c , B_t , B_f) et aux deux systèmes de charges militaires M_c et M_e , il est considéré le même pour chaque élément d'ouvrage, et calculé selon la formule [2] :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Dans laquelle :

L : représente la longueur de la travée ou arche considérée ;

G : sa charge permanente ;

S : sa surcharge maximale due aux systèmes de charge considérés (après multiplication par les coefficients b_c et b_t pour les systèmes B_c et B_t respectivement).

Pour notre ouvrage, on s'intéresse à la travée intermédiaire (**L=38 m**) et sa charge permanente est obtenue comme suite :

$$G = G_{\text{total}} \times L = 8,905 \times 38 = 338,39 \text{ t}$$

Alors, les valeurs du coefficient de majoration dynamique pour les systèmes B_c , B_t et M_c 120 sont rapportées sur le tableau ci-dessous :

Tableau. III.7. Valeurs du coefficient de majoration dynamique δ

Système de charge	Intensité de la charge [t]	Coef de pondération	S [t]	Coef de majoration dynamique
B_c	120	1,1	132	1,100
B_t	64	1,2	76,8	1,079
M_c 120	110	-	110	1,092

III.4.2.5. Charges exceptionnelles :

Les convois lourds exceptionnels de l'un des deux types D ou E sont susceptibles, dans certains cas, d'être les plus défavorables que les charges des systèmes A et B, pour cela le RCPR précise le type de convoi exceptionnel, exclusif de toute autre charge, dont il y a lieu d'évaluer ses effets sur les ponts pour permettre sa circulation [2] :

➤ Convois types D :

Sont les convois types D280 ou D240, supposés circuler seuls quelque soient la largeur et la longueur du pont. Dans le sens longitudinal, ils sont disposés de façon à avoir l'effet le plus défavorable, et dans le sens transversal, leur axe longitudinal est situé à 3,5 m du bord de la largeur chargeable.

a) Convoi type D280 :

Ce convoi comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes répartis au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé, la distance entre axes des deux rectangles est de 19 m :

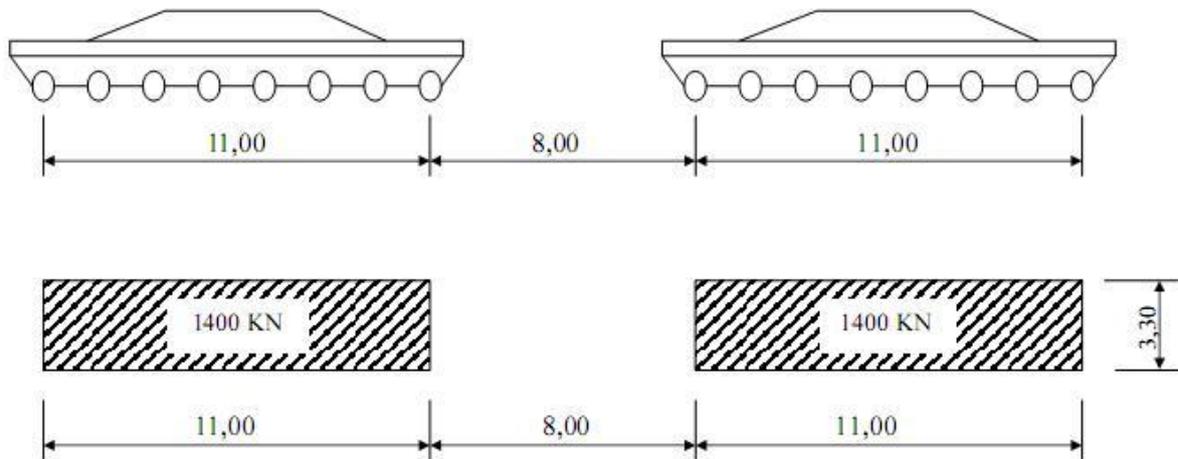


Figure. III.5. Disposition du système D280 [2]

b) Convoi type D240 :

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux, et de charge totale de 240 tonnes :

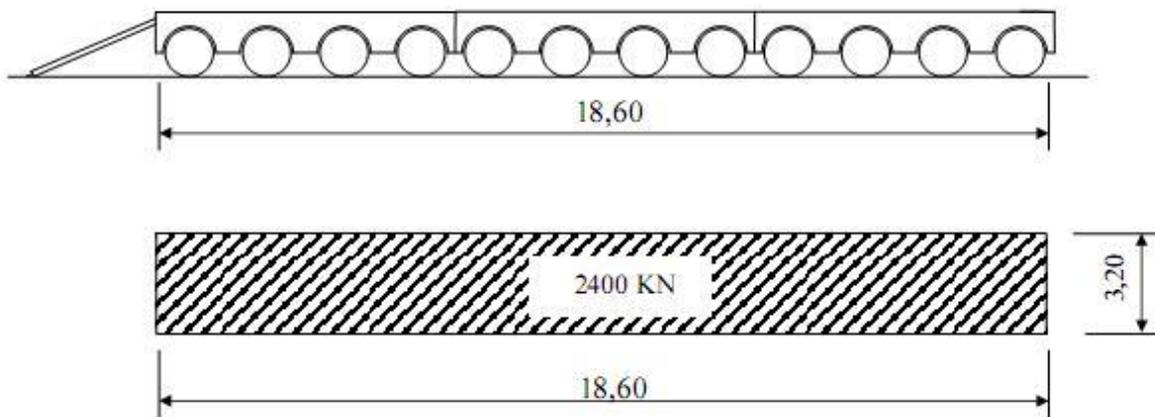


Figure. III.6. Disposition du système D240 [2]

III.4.2.6. Efforts de freinage :

Ces efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou autre sens de circulation, sont développés par les charges des systèmes A et B_c, dont leur résultante peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée. Les efforts de freinage sont à vérifier pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis [2].

➤ **Effort de freinage sous le système A :**

Cet effort est donné par [2] :

$$F_A = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

Dans laquelle :

A : Intensité de la charge du système A pour la longueur totale du pont ;

S : Surface chargée exprimée en mètres carrés.

Pour notre ouvrage de longueur totale L = 130 m :

La surface chargée a une largeur chargeable $l_s = 7$ m et une longueur totale composée de deux alignements droits de 32,6 m chacun, et un arc de cercle de longueur 64,8 m et d'un rayon moyen (mesuré suivant l'axe de la voie) $R = 100$ m ($\beta = 0,648$ rd), alors :

$$S = [l_s \times (2 \times 32,6)] + [(\beta/2) \times (R_e^2 - R_i^2)]$$

$$R_e = R + (l_s/2) = 100 + 3,5 = 103,5 \text{ m (rayon extérieur)}$$

$$R_i = R - (l_s/2) = 100 - 3,5 = 96,5 \text{ m (rayon intérieur)}$$

$$S = [7 \times (2 \times 27)] + [(0,648/2) \times (103,5^2 - 96,5^2)] = 910 \text{ m}^2$$

Ou bien :

$$S = L \times l_s = 130 \times 7 = 910 \text{ m}^2$$

La charge du système A pour la longueur totale L est donnée par :

$$A = a_1 a_2 A(L) = 1 \times 1 \times 483,521 = 483,521 \text{ kg/m}^2$$

On a :

$$F_A = \frac{0,483 \times 910}{20 + 0,0035 \times 910} = 18,96 \text{ t}$$

Alors, l'effort de freinage développé sous le système A $F_A = 18,96 \text{ t}$

➤ **Effort de freinage sous le système B_c :**

Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont (quatre camions pour notre ouvrage), un seul est supposé freiner, dont l'essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids de 30 tonnes. Cet effort n'est pas à majorer pour effets dynamiques, mais il est pondéré par les coefficients b_c du système B_c [2] :

$$F_{B_c} = 30 \times b_c = 30 \times 1,1 = 33 \text{ t}$$

Alors, l'effort de freinage développé sous le système B_c $F_{B_c} = 33 \text{ t}$

III.4.2.7. Forces centrifuges :

Ces forces sont calculées uniquement pour le cas du système B_c . Sur les ponts où la chaussée est en courbe (le cas pour notre ouvrage), tous les camions B_c disposés sur cette chaussée peuvent développer des efforts centrifuges horizontaux.

Les efforts produits par la force centrifuge sont à majorer pour effets dynamiques, et pondérées par les coefficients b_c du système B_c , ainsi cette force est donnée par [2] :

$$F_c = \begin{cases} \frac{(R+150)}{6R+350} \times P_e & \dots\dots\dots \text{pour } R \leq 400 \text{ m} \\ \frac{80}{R} \times P_e & \dots\dots\dots \text{pour } R > 400 \text{ m} \end{cases}$$

Dans laquelle :

R : rayon de l'axe de la chaussée courbe en mètres ;

P_e : poids de l'essieu du système B_c .

Pour notre ouvrage :

$R=100$ m ;

$P_e = S_{Bc} \times \delta_{Bc} = 132 \times 1,100 = 145,2$ t ;

$$F_c = \frac{(R+150)}{6R+350} \times P_e = \frac{(100+150)}{(6 \times 100)+350} \times 145,2 = 38,21 \text{ t}$$

Alors, la force centrifuge $F_c = 38,21$ t

III.4.2.8. Force de frottement parasite des appuis :

Les forces de frottement des appuis se manifestent naturellement sur les parties coulissantes des appareils d'appuis, leurs valeurs maximales sont évaluées, au bénéfice de la sécurité, à environ 4% de la réaction verticale sur chaque appuis due aux poids propres et charges permanentes [2].

III.5. Combinaisons de charges :

Il convient de combiner les différentes charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer. Les combinaisons de charges expriment différentes répartitions des efforts appliqués (en distinguant les charges permanentes, d'exploitation et climatiques) aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre [2] :

III.5.1. Coefficients de majoration :

Les valeurs des charges à considérer dans la suite des calculs sont multipliées par les coefficients du tableau ci-après qui dépendent de l'état limite (ultime ou de service) et de la nature de la charge pour laquelle il est référé :

Tableau. III.8. Coefficients multiplicateurs des différentes charges [2]

Charge	ELU	ELS
Poids propre G	1,35	1
A(l)	1,5	1
B _c	1,5	1
M _c 120	1,35	1
D240	1,35	1
D280	1,35	1
Vent	0,9	1
Surcharges de trottoirs	1,5	1
Température	0,9	0,6
Gradient thermique	0,75	1

III.5.2. Combinaisons :

Les combinaisons définies ci-après sont à considérer pour les justifications de notre ouvrage aux différents états limites, avec les notations suivantes :

G : l'ensemble des charges permanentes.

A(l) : surcharge du système A.

B_c : surcharge du système B_c.

M_c120 : charge militaire.

D240 : charge exceptionnelle.

D280 : charge exceptionnelle.

W : vent sur ouvrage.

ST : surcharge de trottoirs.

ΔT : variation uniforme de température.

$\Delta\theta$: gradient thermique vertical.

Tableau. III.9. Différentes combinaisons de charge [2]

Etat limite	Combinaison	N° de la combinaison
ELU	$1,35G + 1,5[A(I) + ST] + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	1
	$1,35G + 1,5[B_c + ST] + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	2
	$1,35G + 1,35M_c120 + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	3
	$1,35G + 1,35D240 + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	4
	$1,35G + 1,35D280 + 0,9\Delta T + 0,75\Delta\theta$	5
	$1,35G + 1,5[A(I) + ST] + 0,9W$	6
	$1,35G + 1,35M_c120 + 0,9W$	7
	$1,35G + 1,35D240 + 0,9W$	8
	$1,35G + 1,35D280 + 0,9W$	9
ELS	$G + A(I) + ST + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	10
	$G + B_c + ST + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	11
	$G + M_c120 + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	12
	$G + D240 + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	13
	$G + D280 + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	14
	$G + 0,6[A(I) + ST] + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	15
	$G + \Delta T$	16
	$G + 0,6[B_c1V + ST] + 0,6\Delta T + 0,5\Delta\theta$	17
	$G + \Delta\theta$	18
	$G + W$	19

III.6. Conclusion :

Notre ouvrage est de première classe, composé de deux voies de 3,5 m chacune et bordé des deux côtés par des glissières de sécurité, sera étudié en considérant la travée la plus grande (travée intermédiaire de longueur égale à 38 m) et les systèmes de charges A, B_c, M_c120, ainsi que les convois exceptionnels D240 et D280.

Chapitre IV

Etude en phase d'exécution

IV.1. Introduction :

Le calcul d'un pont a pour but de vérifier que le dimensionnement adopté lui attribue le niveau (initial) de fiabilité requis, en tenant compte de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés, ainsi que le niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Par ailleurs, afin d'assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec des marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont appliquées.

IV.2. Différentes étapes de réalisation d'un pont :

➤ Construction des appuis (culées, piles) :

La réalisation des appuis constitue une étape importante avant la pose de l'ossature métallique, elle s'effectue en deux étapes complémentaires :

- Réalisation des fondations profondes (pieux) et des semelles à la base des piles ;
- Réalisation de la partie superficielle (piles, culées et appareils d'appui).

➤ Assemblage de l'ossature métallique :

Cette étape comporte l'assemblage des tronçons par soudage, et le montage complet de la structure métallique. Par la suite, la mise en place de la structure métallique se fait par levage à la grue.

➤ Réalisation de la dalle :

Le coulage du béton sera effectué suivant une méthode d'exécution comprenant sept (07) phases sans interruption de coulée.

IV.3. Méthodologie de calcul :

Pour évaluer les sollicitations pendant les différentes phases d'exécution du tablier, on a utilisé un logiciel de calcul (*Robot Structural Analysis Professional*), afin de déterminer l'effet de son poids propre. L'étude en phase d'exécution consiste en :

- L'application des charges permanentes dues au poids propre de la charpente métallique, qui correspond à la première phase de construction.
- L'application des charges permanentes dues au poids propre de la dalle, qui correspond aux phases de coulage du béton.

IV.4. Modélisation :

Elle a pour but l'évaluation d'un modèle capable de décrire, d'une manière plus au moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions, elle est donc la partie essentielle dans l'étude d'une structure. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure ;
- La définition des différentes sections de l'ouvrage ;
- La définition des conditions d'appui ;
- Le choix de la méthodologie de calcul ;
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

Dans le cas de notre ouvrage :

➤ Modélisation du tablier :

Pour l'évaluation des sollicitations de chaque phase d'exécution, on a choisi l'étude d'une coque sur le logiciel de calcul Robot (le module le plus approprié pour notre ouvrage), et on a adopté aux différentes sections (poutres principales, entretoises) les mêmes dimensions prises lors du pré dimensionnement. La figure ci-dessous illustre le modèle pris pour le calcul de notre ouvrage :



Figure. IV.1. Modèle de calcul, vue en 3D

➤ Conditions d'appui :

Pour les appuis, on a considéré des appuis doubles au niveau des culées et des encastremets au niveau des piles (béquilles).

➤ Effet du poids propre du tablier :

Les sollicitations dues au poids propre du tablier sont calculées par superposition des effets dus à chaque phase de construction.

IV.5. Méthode de construction :

Les différentes phases de construction sont présentées par les schémas ci-dessous :

➤ **Phase 1 :**

On prévoit un montage complet de la structure métallique durant cette phase.

➤ **Phase 2 :**

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau des travées C1-P1 et P1-P2 ;
- Le coulage de la dalle au niveau des travées C1-P1 et P1-P2 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

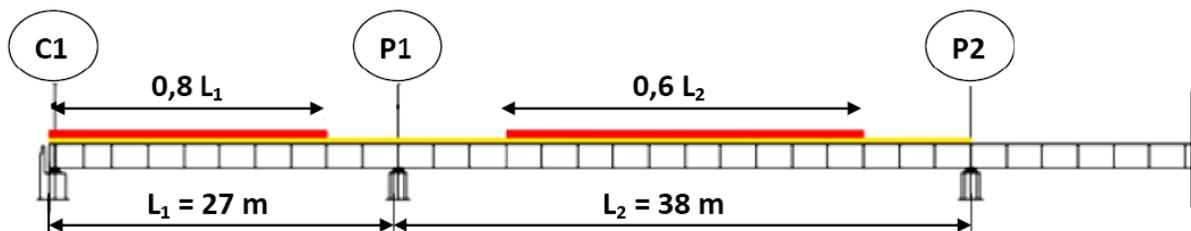


Figure. IV.2. Coulage de la dalle dans les travées C1-P1 et P1-P2

➤ **Phase 3 :**

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P1 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

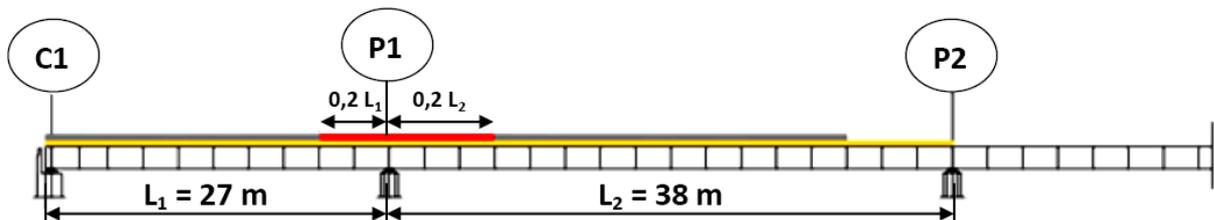


Figure. IV.3. Coulage de la dalle en zone d'appui P1

➤ **Phase 4 :**

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau de la travée P2-P3 ;
- Le coulage de la dalle au niveau de la travée P2-P3 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

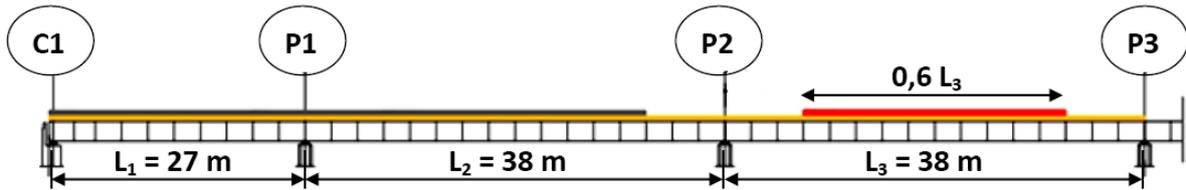


Figure. IV.4. Coulage de la dalle dans la travée P2-P3

➤ Phase 5 :

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P2 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

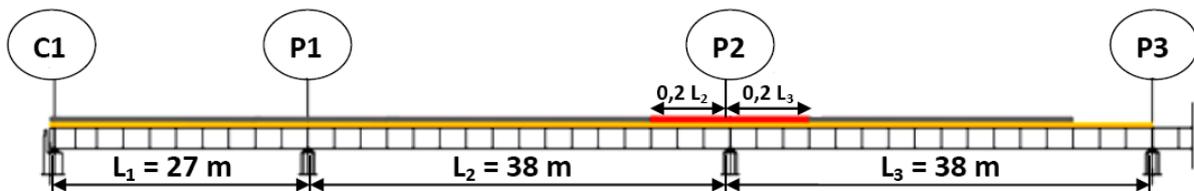


Figure. IV.5. Coulage de la dalle en zone d'appui P2

➤ Phase 6 :

On prévoit :

- La mise en œuvre des prédalles au niveau de la travée P3-C2 ;
- Le coulage de la dalle au niveau de la travée P3-C2 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

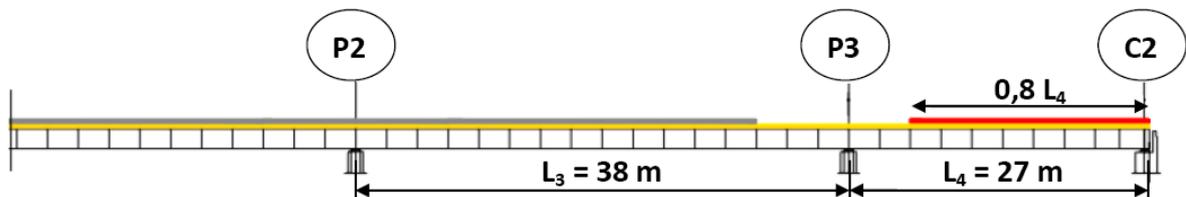


Figure. IV.6. Coulage de la dalle dans la travée P3-C2

➤ Phase 7 :

On prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui P3 (zone en rouge sur la figure ci-dessous).

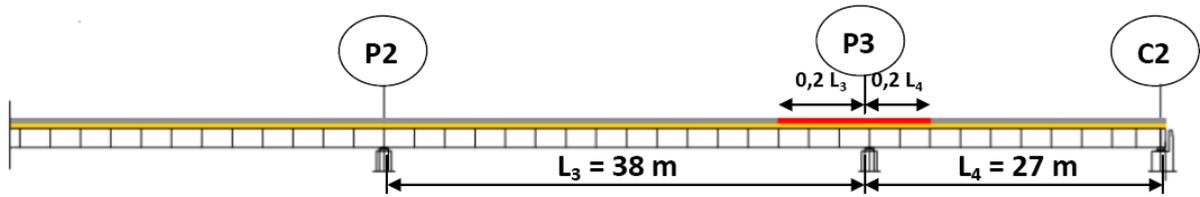


Figure. IV.7. Coulage de la dalle en zone d'appui P3

Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de quelques phases, obtenus en utilisant le logiciel Robot, sont présentés ci-dessous :

a- Diagrammes du moment fléchissant :

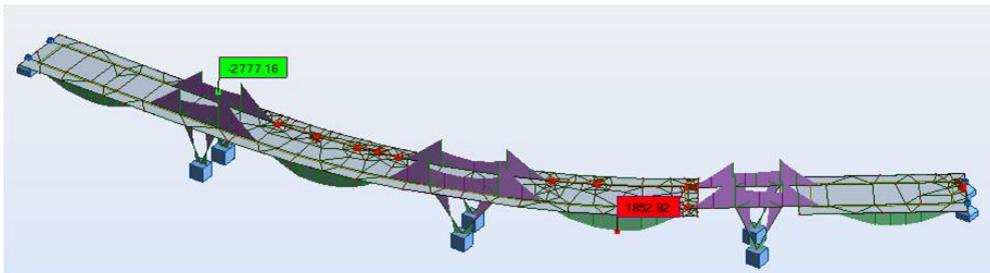


Figure. IV.8. Diagramme du moment fléchissant de la phase 6

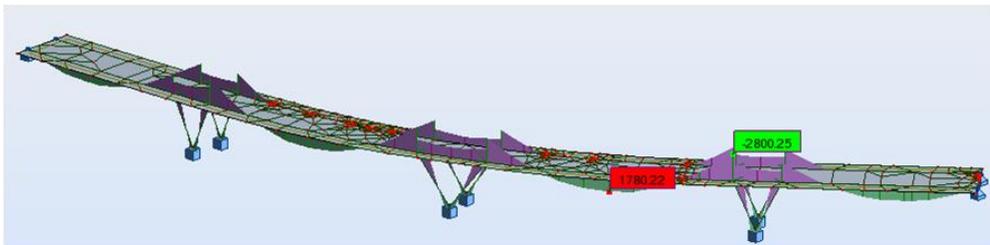


Figure. IV.9. Diagramme du moment fléchissant de la phase 7

b- Diagrammes de l'effort tranchant :



Figure. IV.10. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 6

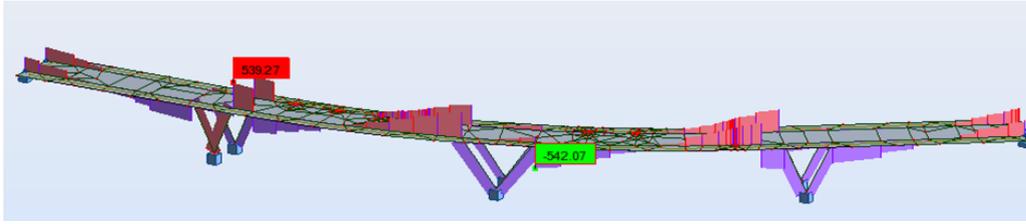


Figure. IV.11. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 7

Remarque : Les diagrammes des sollicitations des autres phases sont donnés en annexe I.

IV.6. Evaluation des sollicitations :

Les sollicitations dues au poids propre du tablier obtenues pour chaque phase de construction sont représentées sur le tableau ci-après :

Tableau. IV.1. Sollicitations des différentes phases

Phases de construction		Sollicitations		
		Moment fléchissant		Effort tranchant
		M_{\max} [KN.m]	M_{\min} [KN.m]	T_{\max} [KN]
Mise en place de la structure métallique	Phase 1	402,88	- 765,02	141,5
Coulage de la dalle	Phase 2	1856,32	- 2625,51	528,67
	Phase 3	1776,19	- 2839,13	540,95
	Phase 4	1836,24	- 2805,41	542,83
	Phase 5	1821,59	- 2798,27	543,09
	Phase 6	1852,92	- 2777,16	538,74
	Phase 7	1780,22	- 2800,25	539,27

Après l'évaluation des sollicitations, on va procéder aux vérifications des contraintes normales et de cisaillement, au voilement et au déversement.

IV.7. Les différentes étapes de vérification :

IV.7.1. Etape 1 : Vérification des contraintes [15]

➤ Contraintes normales :

Les contraintes normales dans la semelle supérieure σ_s et inférieure σ_i sont les contraintes de compression et de traction, $\bar{\sigma}$ est la contrainte admissible :

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{w}, \quad \sigma_i = \frac{M_{max}}{w'}, \quad \bar{\sigma} = \frac{f_y}{1,15}$$

Dans notre cas :

Le moment maximal $M_{max} = 2839,13 \text{ KN.m}$; $f_y = 355 \text{ MPa}$ (acier S355) ; w et w' sont les modules de résistance (tableau. II.4, et les sections sont symétriques alors $w = w'$).

Donc il faut vérifier que : σ_s (ou σ_i) $\leq \bar{\sigma}$

➤ Contrainte de cisaillement :

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme (d'une aire A) de la poutre à vérifier, la contrainte de cisaillement maximale de l'âme est donnée par :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A}, \quad \text{à comparer avec la contrainte de cisaillement admissible : } \bar{\tau} = \frac{2}{3} f_y$$

Dans notre cas : l'effort tranchant maximal $T_{max} = 543,09 \text{ KN}$

Donc il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

IV.7.2. Etape 2 : Vérification du voilement de l'âme

On ne vérifie que le panneau intermédiaire avec les sollicitations maximales représentées sur la figure ci-dessous :

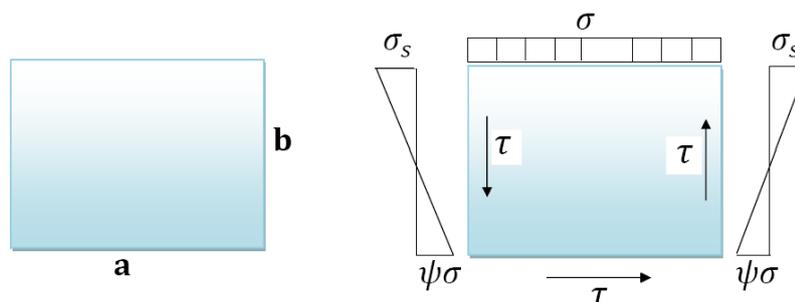


Figure. IV.12. Contraintes dans l'âme de la poutre

Par conséquent, l'âme de la poutre est une plaque de dimensions $(a \times b)$ et d'épaisseur (t_w) , elle est délimitée par les semelles et les entretoises.

➤ **Contraintes critiques [15] :**

Les contraintes critiques de voilement élastiques sont définies par les relations suivantes :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_\tau$$

Avec :

$E = 2,1 \times 10^5$ MPa (module d'élasticité longitudinal)

$\nu = 0,3$ (coefficient de Poisson)

K_σ : coefficient qui dépend des paramètres ψ et α ($\psi = -\frac{\sigma_i}{\sigma_s}$ et $\alpha = \frac{a}{b}$)

$$\psi \leq -1 \quad \text{et} \quad \alpha \geq 0,667 \longrightarrow K_\sigma = 23,9$$

$$0 \leq \psi \leq 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 1 \longrightarrow K_\sigma = \frac{8,4}{\psi+1,1} \\ \alpha \leq 1 \longrightarrow K_\sigma = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,1}{\psi+1,1} \end{array} \right.$$

$$-1 \leq \psi \leq 0 \longrightarrow K_\sigma = (1 + \psi) K_{\sigma(\psi \geq 0)} - \psi K_{\sigma(\psi \leq -1)} + 10\psi (1 + \psi)$$

K_τ : dépend du paramètre α

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 1 \longrightarrow K_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} \\ \alpha \leq 1 \longrightarrow K_\tau = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2} \end{array} \right.$$

Pour la vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre, on doit vérifier la condition suivante :

$$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1,8$$

Avec :

σ : contrainte normale.

τ : contrainte de cisaillement.

S_σ : dépend du paramètre ψ

$$S_\sigma = \begin{cases} 1,8 & \text{si } \psi = 1 \\ 1,4 + 0,4\psi & \text{si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{si } \psi \leq -1 \end{cases}$$

IV.7.3. Etape 3 : Vérification au déversement [15]

Le déversement est un phénomène d'instabilité de forme des pièces soumises à la flexion, ainsi la partie comprimée de la section fléchie va se dérober latéralement : en plus de la déformation verticale, chaque section de la poutre va subir une translation horizontale accompagnée d'une rotation autour de son centre de cisaillement.

Le déversement sera vérifié par la méthode proposée par le **Fascicule 61, Titre V, Article 19 [13]**, il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique de déversement M_{cr} .

On admet que la sécurité est obtenue si :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_{cr})$$

Avec :

σ_f : contrainte due à la flexion.

σ_{cr} : contrainte critique de déversement tel que : $\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{w}$

$$f(\sigma_{cr}) = \begin{cases} \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right) & \text{si } \sigma_{cr} \geq 0,75 \sigma_e \\ 0,66 \sigma_{cr} & \text{si } \sigma_{cr} < 0,75 \sigma_e \end{cases}$$

σ_e : contrainte élastique de l'acier S355 égale à 355 MPa.

➤ **Moment critique de déversement « M_{cr} » :**

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = \frac{m_1 \times m_2}{L} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot K}$$

Dans laquelle :

L : portée de la pièce fléchie.

$$m_2 = \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{\beta}\right)^2}$$

m_1 : dépend des conditions d'appui et de la disposition des charges.

Pour une charge uniformément répartie :

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{3,24}{\beta^2}} - \frac{1,45}{\beta} \right]$$

$$\beta^2 = \frac{4GK}{EI_y} \left(\frac{L}{b}\right)^2$$

E : module d'élasticité longitudinal égal à $2,1 \times 10^5$ MPa

G : module d'élasticité transversal.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

K : constante de torsion de la pièce considérée.

$$K = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n b_i t_i^3 \dots \dots \dots [\text{mm}^4]$$

I_y : inertie de la poutre par rapport à l'axe YY' dans le plan de déversement.

$$I_y = \sum_{i=1}^n I_{Gi} \dots \dots \dots [\text{mm}^4]$$

A présent, on passe aux vérifications des éléments de notre ouvrage :

IV.8. Vérification de la poutre en I :

La vérification se fera en suivant les étapes citées précédemment. L'âme de la poutre en I (module de résistance $w = 4,42 \times 10^7 \text{ mm}^4$) est une plaque de dimensions : $a = 6170 \text{ mm}$; $b = 990 \text{ mm}$ et $t_w = 18 \text{ mm}$, et d'une section $A = b \times t_w = 17820 \text{ mm}^2$.

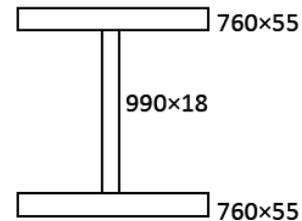


Figure. IV.13. Dimensions de la poutre en I [mm]

Etape 1 :

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{2839,13 \times 10^{-3}}{4,42 \times 10^{-2}} = 64,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{335}{1,15} = 308,69 \text{ MPa}$$

✓ Contraintes normales vérifiées.

$$\tau_{max} = \frac{543,09 \times 10^3}{17820} = 30,48 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{2}{3} (355) = 236,67 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte de cisaillement vérifiée.

Etape 2 :

$$\psi = -1 \text{ alors } S_\sigma = 1$$

$$\psi = -1 \text{ et } \alpha = 6,23 > 0,667 \text{ alors } K_\sigma = 23,9$$

$$\alpha > 1 \text{ alors } K_\tau = 5,34 + \frac{4}{6,23^2} = 5,44$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{18}{990} \right)^2 \times 23,9 = 1499,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{18}{990} \right)^2 \times 5,44 = 341,33 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{64,23}{1499,58} \right)^2 + \left(\frac{30,48}{341,33} \right)^2 = 9,8 \times 10^{-3} < 1,8$$

✓ La condition de la stabilité au voilement de l'âme est vérifiée.

Etape 3 :

$$L = 6170 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1}{3} [(760 \times 55^3) + (990 \times 18^3) + (760 \times 55^3)] = 8,62 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} [(55 \times 760^3) + (990 \times 18^3) + (55 \times 760^3)] = 4,02 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta^2 = \frac{4 \times 8,08 \times 10^4 \times 8,62 \times 10^7}{2,1 \times 10^5 \times 4,02 \times 10^9} \left(\frac{6170}{990} \right)^2 = 1,282$$

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{3,24}{1,282}} - \frac{1,45}{1,132} \right] = 2,11$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{1,132} \right)^2} = 2,95$$

$$M_{cr} = \frac{2,11 \times 2,95}{6170} \sqrt{2,1 \times 10^5 \times 4,02 \times 10^9 \times 8,08 \times 10^4 \times 8,62 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 77,36 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{77,36}{4,42 \times 10^{-2}} = 1750,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} \geq 0,75 \sigma_e = 266,25 \text{ MPa}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{1750,23} \right) = 328 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \sigma_i = 64,23 \text{ MPa} < f(\sigma_{cr})$$

✓ La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

IV.9. Vérification de la poutre en caisson :

La vérification se fera en suivant les étapes citées précédemment. L'âme de la poutre en caisson (module de résistance $w = 4,6 \times 10^7 \text{ mm}^4$) est une plaque de dimensions : $a = 9250 \text{ mm}$; $b = 990 \text{ mm}$ et $t_w = 15 \text{ mm}$, et d'une section $A = 2 \times b \times t_w = 29700 \text{ mm}^2$.

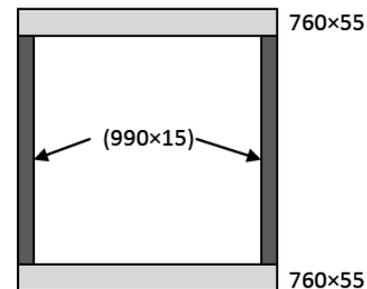


Figure. IV.14. Dimensions de la poutre en caisson [mm]

Etape 1 :

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{2839,13 \times 10^{-3}}{4,6 \times 10^{-2}} = 61,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{335}{1,15} = 308,69 \text{ MPa}$$

✓ Contraintes normales vérifiées.

$$\tau_{max} = \frac{543,09 \times 10^3}{29700} = 18,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{2}{3} (355) = 236,67 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte de cisaillement vérifiée.

Etape 2 :

$$\psi = -1 \text{ alors } S_\sigma = 1$$

$$\psi = -1 \text{ et } \alpha = 9,34 > 0,667 \text{ alors } K_\sigma = 23,9$$

$$\alpha > 1 \text{ alors } K_\tau = 5,34 + \frac{4}{9,34^2} = 5,39$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{15}{990}\right)^2 \times 23,9 = 1041,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{15}{990}\right)^2 \times 5,39 = 234,85 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{61,72}{1041,37}\right)^2 + \left(\frac{18,28}{234,85}\right)^2 = 9,57 \times 10^{-3} < 1,8$$

✓ La condition de la stabilité au voilement de l'âme est vérifiée.

Etape 3 :

$$L = 9250 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1}{3} [(760 \times 55^3) + 2 \times (990 \times 15^3) + (760 \times 55^3)] = 8,65 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} [(55 \times 760^3) + 2 \times (990 \times 15^3) + (55 \times 760^3)] = 4,02 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta^2 = \frac{4 \times 8,08 \times 10^4 \times 8,65 \times 10^7}{2,1 \times 10^5 \times 4,02 \times 10^9} \left(\frac{9250}{990}\right)^2 = 2,891$$

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{3,24}{2,891}} - \frac{1,45}{1,7} \right] = 2,14$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{1,7}\right)^2} = 2,1$$

$$M_{cr} = \frac{2,14 \times 2,1}{9250} \sqrt{2,1 \times 10^5 \times 4,02 \times 10^9 \times 8,08 \times 10^4 \times 8,65 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 37,32 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{37,32}{4,6 \times 10^{-2}} = 811,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} \geq 0,75 \sigma_e = 266,25 \text{ MPa}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{811,3}\right) = 296,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \sigma_i = 61,72 \text{ MPa} < f(\sigma_{cr})$$

✓ La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

IV.10. Conclusion :

La section choisie est vérifiée pour les sollicitations durant les phases de construction. A présent, on passe à la vérification pour les sollicitations en phase de service.

Chapitre V

Etude en phase de service

V.1. Introduction :

Ce chapitre porte sur le calcul de la dalle de couverture en béton armé, et l'étude de la section mixte (poutre principale en acier et dalle en béton) suivie des vérifications à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) des contraintes, et des phénomènes d'instabilité élastique (voilement et déversement de l'âme de la poutre) après avoir évalué les sollicitations dues aux différents types de charges.

V.2. Dimensionnement de la dalle en béton armé :

V.2.1. Fonctionnement :

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges aux poutres : il s'agit de la flexion transversale. 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 à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue du dimensionnement des armatures de la dalle.

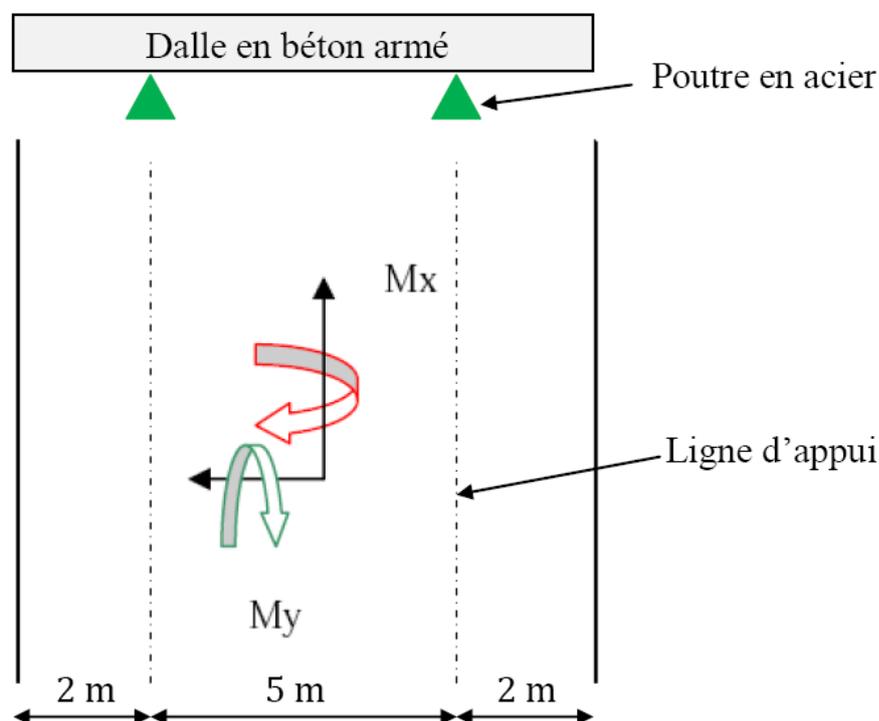


Figure. V.1. Les sollicitations de la dalle

Avec :

M_x : moment transversal permettant de calculer les armatures transversales (AT).

M_y : moment longitudinal permettant de calculer les armatures longitudinales (AL).

V.2.2. Evaluation des sollicitations :

On considère deux sections pour le calcul des sollicitations :

- Section S_1 : au droit de l'appui, où les effets de l'effort tranchant sont les plus importants (ATS : armatures tendues supérieures).

- Section S_2 : en travée, les moments fléchissant sont les plus élevés en valeur absolue (ATI : armatures tendues inférieures).

De plus, pour faire face au moment de flexion longitudinal, nous aurons recours à des armatures longitudinales (AL) supérieures et inférieures.

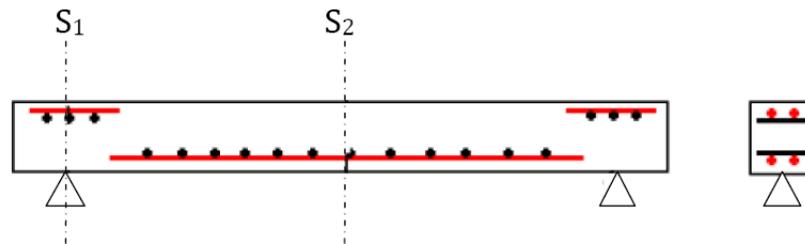


Figure. V.2. Disposition des armatures dans la section de la dalle

Les différentes charges prises en considération pour l'analyse transversale sont :

➤ Charges permanentes :

On établira les efforts pour une tranche de la dalle de 1 m dans le sens de la longueur et 0,25 m d'épaisseur. Les moments seront évalués principalement au droit de l'appui (S_1) et au milieu de la dalle (S_2), où les valeurs sont les plus élevées en valeur absolue. On notera M_1 et M_2 les moments correspondants.

Bilan des charges permanentes reprises par la tranche de la dalle ($1 \times 0,25$) m^2 :

- 6,25 KN/ml dû au poids propre de la tranche de la dalle ;
- 17,5 KN/ml dus aux (corniches + gardes corps) ;
- 3 KN/ml dus aux glissières de sécurité ;
- 5,5 KN/ml dus aux trottoirs ;
- 1,76 KN/ml dû au poids du revêtement (une couche de 8 cm d'épaisseur) ;

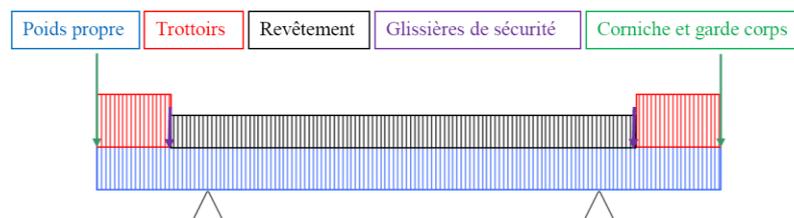


Figure. V.3. Disposition des charges permanentes sur la tranche de la dalle

Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant sous les effets des charges permanentes (PP : poids propre de la tranche de la dalle, CCP : charges complémentaires permanentes) obtenus en utilisant le logiciel Robot sont présentés ci-dessous :

a- Diagrammes du moment fléchissant :

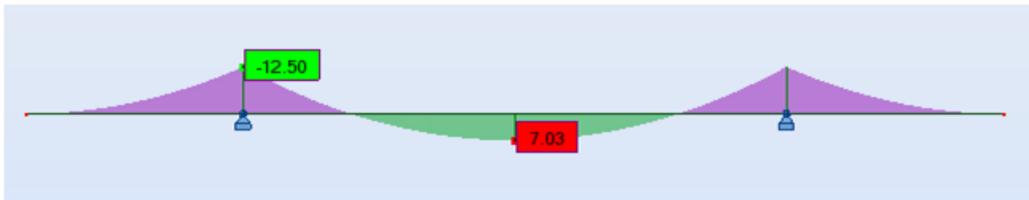


Figure. V.4. Diagramme du moment fléchissant dû au PP

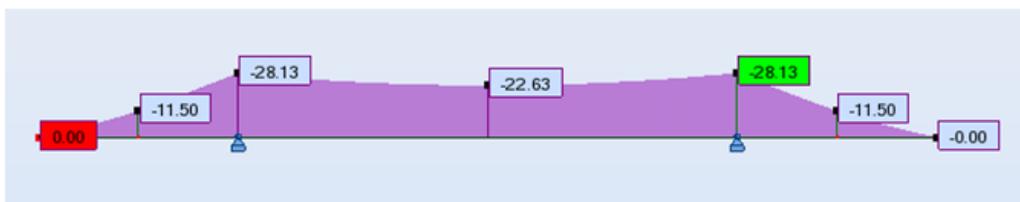


Figure. V.5. Diagramme du moment fléchissant dû aux CCP

b- Diagrammes de l'effort tranchant :

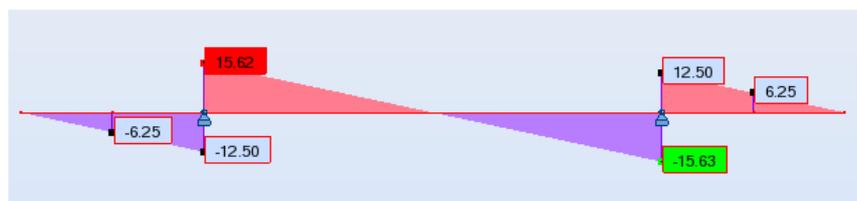


Figure. V.6. Diagramme de l'effort tranchant dû au PP

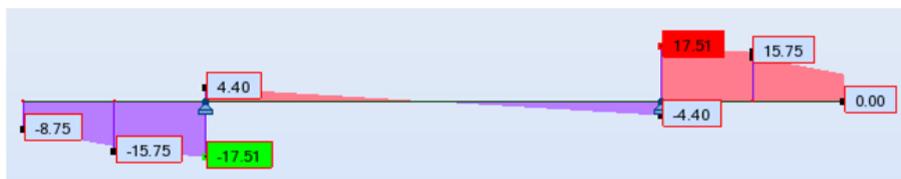


Figure. V.7. Diagramme de l'effort tranchant dû aux CCP

Remarque :

Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de chacune des charges complémentaires permanentes sont donnés en annexe II.

Les valeurs des sollicitations sous les effets des charges permanentes sont rapportées sur le tableau ci-après :

Tableau. V.1. Les sollicitations dues aux charges permanentes

Charges permanentes		Sollicitations		
		Moment fléchissant [KN.m]		Effort tranchant [KN]
		M_1	M_2	T_{max}
PP		- 12,5	7,03	15,62
CCP	Corniche + garde corps	- 17,5	- 17,5	- 8,75
	Glissières	- 1,5	- 1,5	- 1,5
	Revêtement	- 0,88	4,62	4,4
	Trottoirs	- 8,25	- 8,25	- 5,5
Bilan : G = PP + CCP		- 40,63	- 15,6	- 30,01

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Les différents systèmes de charges sous lesquels sera calculé notre ouvrage sont :

- Système de charges A ;
- Système de charges B_c ;
- Convoi M_c120 ;
- Surcharge des trottoirs (prise égale à $1,5 \text{ KN/m}^2$) [2] ;
- Convoi types D (D240 et D280).

Après avoir obtenue les résultats des sollicitations sous les effets de ces charges d'exploitation avec le logiciel Robot, on constate que le système de charge B_c donne la valeur maximale du moment au niveau de la section S_1 et le convoi type D240 donne la valeur maximale du moment au niveau de la section S_2 ainsi que celle de l'effort tranchant au niveau de S_1 , les diagrammes des sollicitations sous ces deux systèmes sont présentés ci-dessous :

a- Diagrammes du moment fléchissant :

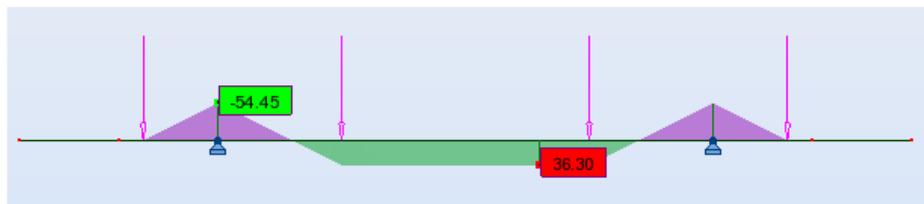


Figure. V.8. Diagramme du moment fléchissant sous B_c

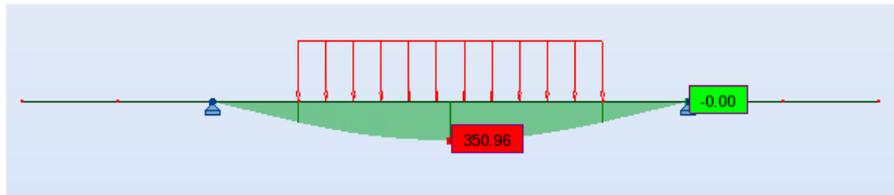


Figure. V.9. Diagramme du moment fléchissant sous D240

b- Diagrammes de l'effort tranchant :

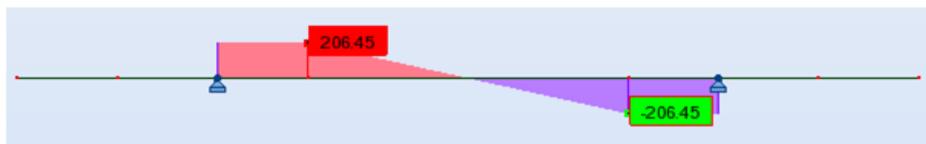
Figure. V.10. Diagramme de l'effort tranchant sous B_c

Figure. V.11. Diagramme de l'effort tranchant sous D240

Remarque : Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de chacune des charges d'exploitation sont donnés en annexe II.

Les valeurs des sollicitations sous les effets des charges d'exploitation sont rapportées sur le tableau ci-après :

Tableau. V.2. Les sollicitations dues aux charges d'exploitation

Charges d'exploitation	Sollicitations		
	Moment fléchissant [KN.m]		Effort tranchant [KN]
	M ₁	M ₂	T _{max}
Surcharge des trottoirs	- 2,5	- 2,5	- 1,5
A	- 5,77	30,26	28,83
D240	0	350,96	206,45
B _c	- 54,45	- 36,30	- 72,60

V.3. Calcul des armatures transversales dans la dalle :

V.3.1. Combinaisons aux états limites :

Les combinaisons, définies dans [5], à utiliser pour le calcul des sollicitations aux états limites sont :

- **Etat limite ultime « ELU » :**

$$1,35G + 1,5Q$$

- **Etat limite de service « ELS » :**

$$G + Q$$

Avec :

G : Sollicitations dues aux charges permanentes (M_G ; T_G)

Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitation (M_Q ; T_Q)

On rapporte sur le tableau ci-après les valeurs des sollicitations pour le calcul des sections d'acier à l'ELU et pour les vérifications à l'ELS :

Tableau. V.3. Les moments et les efforts tranchants des combinaisons aux états limites

Sections de calcul	Moment fléchissant [KN.m]		Effort tranchant [KN]		Combinaison ELU		Combinaison ELS
	M_G	M_Q	T_G	T_Q	M_u [KN.m]	T_u [KN]	M_{ser} [KN.m]
S₁	- 40,63	- 54,45	20,02	206,45	136,53	336,71	- 95,08
S₂	- 15,6	350,96	-	-	516,52	-	335,36

On passe à présent au calcul des armatures de la dalle par mètre linéaire.

V.3.2. Calcul du ferrailage dans la section S₂ [5]:

- **Calcul des armatures à l'ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,51652}{1 \times (0,22)^2 \times 17} = 0,628 > 0,187 \quad \text{donc Pivot b ;}$$

$\mu > \mu_{lim} = 0,391$, alors les armatures comprimées sont nécessaires ($A_{sc} \neq 0$)

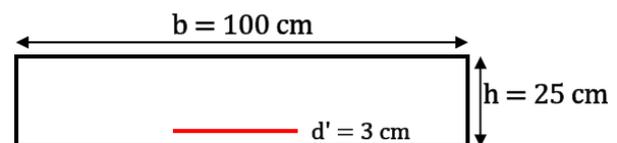


Figure. V.12. Section S₂ à ferrailer

On adopte $\alpha = \alpha_{lim} = 0,668$ ($\mu = \mu_{lim} = 0,391$) qui minimise $A_s + A_{sc}$.

Avec $\sigma_{sc} = \sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$, les sections d'acier sont données par les formules suivantes :

$$A_{sc} = \frac{M_u - 0,4bd^2f_{bu}}{\sigma_{sc}(d-d')} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{A_{sc}\sigma_{sc} + 0,552bdf_{bu}}{\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{0,51652 - (0,4 \times 1 \times 0,22^2 \times 17)}{348(0,22 - 0,03)} = 28,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{348 \times 28,34 \times 10^{-4} + (0,552 \times 1 \times 0,22 \times 17)}{348} = 87,66 \text{ cm}^2$$

On adopte à l'ELU une section d'acier :

$$A_{sc2} = 7HA25/ml \quad (34,37 \text{ cm}^2) \quad \text{et} \quad A_{s2} = 12HA32/ml \quad (96,48 \text{ cm}^2)$$

Avec : A_{sc2} (ou A_{s2}) $> A_{smin} = \rho A_b = 0,5\%(25 \times 100) = 12,5 \text{ cm}^2/ml$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

Pour le béton :

$$\sigma_{bmax} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers tendus :

$$\sigma_{smax} \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ cas de la fissuration préjudiciable ;}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (cas des armatures à haute adhérence) ;}$$

$$\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bmax} = \frac{M_{ser}}{I} y_{max}$$

$$\sigma_{smax} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{max})$$

$$n = 15$$

$$y_{max} \text{ est une solution de l'équation : } by^2 + 30(A_s + A_{sc})y - 30(dA_s + d'A_{sc}) = 0$$

$$\text{On a pour } A_s(ELU) = 96,48 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{sc}(ELU) = 34,37 \text{ cm}^2, y_{max} = 12,82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y_{max}^3 + 15[A_s(d - y_{max})^2 + A_{sc}(y_{max} - d')^2] = 241908 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bmax} = \frac{0,33536}{241908 \times 10^{-8}} \times 0,1282 = 17,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{smax} = \frac{15 \times 0,33536}{241908 \times 10^{-8}} \times (0,22 - 0,1282) = 190,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

✓ Les contraintes sont vérifiées à l'ELS, donc on adopte la section d'acier calculée à l'ELU : $A_{s2} = 12HA32/ml$ avec un espacement : $E_{A_{s2}} = \frac{100 - (3,2 \times 12)}{12} = 5,1 \text{ cm}$,
 $A_{sc2} = 7HA25/ml$ avec un espacement : $E_{A_{sc2}} = \frac{100 - (2,5 \times 7)}{7} = 11,8 \text{ cm}$

V.3.3. Calcul du ferrailage dans la section S_1 [5]:

On effectue le calcul de la même démarche que pour la section S_2 .

$$\mu = \frac{0,13653}{1 \times (0,22)^2 \times 17} = 0,166$$

$\mu < 0,187$ donc **Pivot a** ;

$\mu > 0,104$, alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,228$$

$$A_s = \frac{0,8 \times 0,228 \times 1 \times 0,22 \times 17}{348} = 19,60 \text{ cm}^2$$

On adopte à l'ELU une section d'acier : $A_{s1} = 5HA25/ml$ ($24,55 \text{ cm}^2$)

Avec : $A_{s1} > A_{smin} = \rho A_b = 0,5\% (25 \times 100) = 12,5 \text{ cm}^2/ml$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa}$$

$$n = 15$$

y_{max} est une solution de l'équation : $by^2 + 30A_s y - 30d A_s = 0$

On a pour $A_s(ELU) = 24,55 \text{ cm}^2$, $y_{max} = 9,57 \text{ cm}$

$$I = \frac{b}{3} y_{max}^3 + 15A_s (d - y_{max})^2 = 86112 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bmax} = \frac{0,09508}{86112 \times 10^{-8}} \times 0,0957 = 10,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{smax} = \frac{15 \times 0,09508}{86112 \times 10^{-8}} \times (0,22 - 0,0957) = 205,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

✓ Les contraintes sont vérifiées à l'ELS, donc on adopte la section d'acier calculée à l'ELU : $A_{s1} = 5HA25/ml$ avec un espacement : $E_{A_{s1}} = \frac{100 - (2,5 \times 5)}{5} = 17,5 \text{ cm}$

Remarque :

Toutes les sections d'acier calculées analytiquement suivant les règles du BAEL sont vérifiées à l'aide du logiciel SOCOTEC.

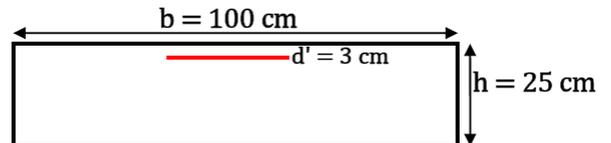


Figure. V.13. Section S_1 à ferrailer

V.4. Calcul des armatures longitudinales dans la dalle :

Les armatures longitudinales doivent satisfaire l'inégalité suivante [8]:

$$Al_s \geq \frac{A_s}{3}$$

Avec :

Al_s : armatures longitudinales (supérieures ou inférieures) ;

A_s : armatures transversales (supérieures ou inférieures).

De plus, le diamètre maximal des armatures longitudinales est donné par [5] :

$$\Phi_{max} = \frac{h}{10} \quad (\text{pour } h = 25 \text{ cm}, \text{ on a } \Phi_{max} = 25 \text{ mm})$$

➤ **Section S_1 :**

$$Al_{s1}^{sup} \geq \frac{24,55}{3} = 8,18 \text{ cm}^2$$

On adopte, pour les armatures longitudinales de la section S_1 , $Al_{s1}^{sup} = 2HA25/ml$, avec un espacement $E_{Al_{s1}^{sup}} = \frac{100 - (2,5 \times 2)}{2} = 47,5 \text{ cm}$.

➤ **Section S_2 :**

$$Al_{s2}^{sup} \geq \frac{34,37}{3} = 11,46 \text{ cm}^2$$

$$Al_{s2}^{inf} \geq \frac{96,48}{3} = 32,16 \text{ cm}^2$$

On adopte, pour les armatures longitudinales de la section S_2 :

$$Al_{s2}^{sup} = 3HA25/ml, \text{ avec un espacement } E_{Al_{s2}^{sup}} = \frac{100 - (2,5 \times 3)}{3} = 30,8 \text{ cm}$$

$$Al_{s2}^{inf} = 7HA25/ml, \text{ avec un espacement } E_{Al_{s2}^{inf}} = \frac{100 - (2,5 \times 7)}{7} = 11,8 \text{ cm}$$

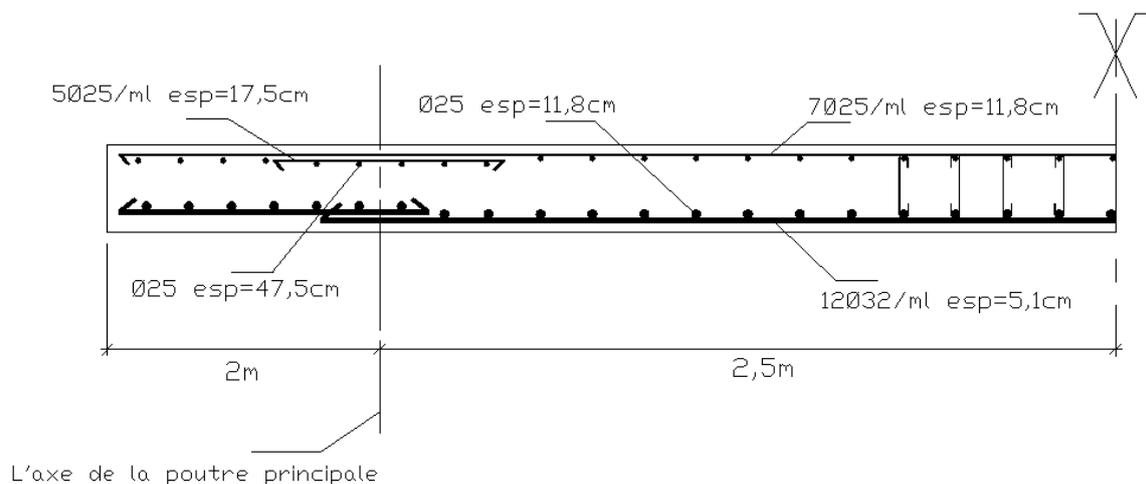


Figure. V.14. Schéma de ferrailage de la dalle

V.5. Etude de la section mixte (acier-béton) :

V.5.1. Caractéristiques géométriques :

➤ Section d'acier :

On rapporte sur le tableau ci-dessous les caractéristiques géométriques des différentes sections d'acier :

Tableau. V.4. Caractéristiques géométriques des sections d'acier

Type de section	Hauteur de la poutre h [mm]	Hauteur de l'âme h_w [mm]	Epaisseur de l'âme t_w [mm]	Semelles (supérieure et inférieure) [mm]			
				b_s	t_s	b_i	t_i
Poutre en I	1100	990	18	760	55	760	55
Poutre en caisson	1100	990	15	760	55	760	55
Béquille	800	700	20	760	50	760	50

➤ Section du béton :

La largeur efficace de la dalle est donnée selon l'Eurocode 4 [9] par la formule suivante :

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

Dans laquelle :

b_0 : distance entraxe de deux connecteurs ;

b_{ei} : largeur efficace de la membrure de béton de chaque côté de l'âme :

$$b_{e1} = \min \left\{ \frac{1}{8} l_e ; b_1 \right\}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{1}{8} l_e ; b_2 \right\}$$

$$b_1 = 2,35 m$$

$$b_2 = 1,85 m$$

l_e : distance approximative entre points de moment nul.

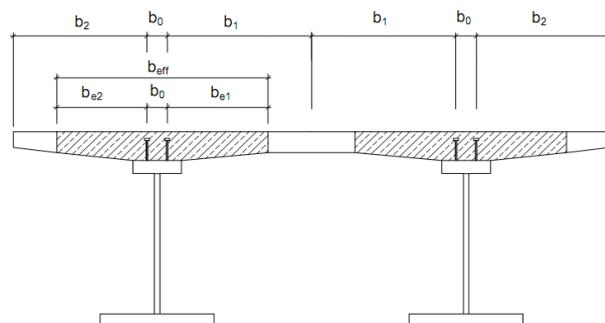


Figure. V.15 Détermination de la largeur efficace [9]

Les valeurs des portées équivalentes l_e sont calculées selon les formules présentées sur la figure ci-après :

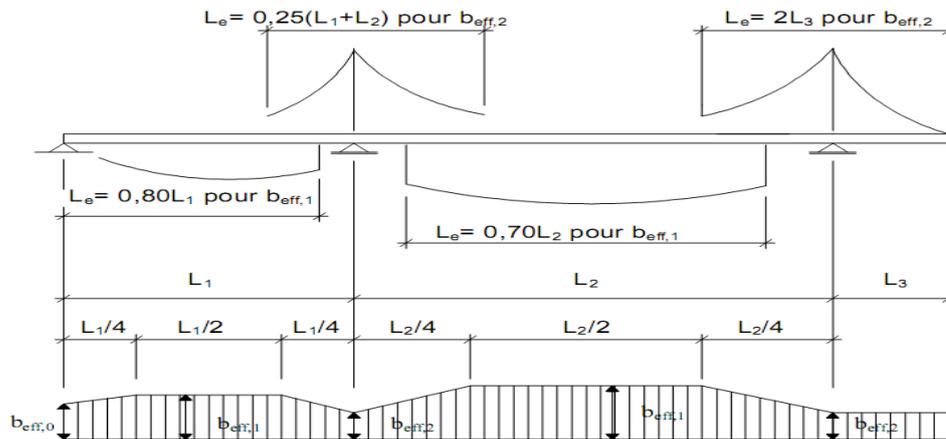


Figure. V.16. Détermination des portées équivalentes [9]

Pour la plus petite travée de notre ouvrage (travée de rive $l = 27 \text{ m}$) on a :

$l_e = 0,8l = 21,6 \text{ m}$, $b_0 = 0,3 \text{ m}$, $b_{e1} = 2,35 \text{ m}$, $b_{e2} = 1,85 \text{ m}$, alors la largeur efficace est égale à : $b_{eff} = 4,5 \text{ m}$, ce qui donne une surface de la partie de la dalle ayant une épaisseur de 25 cm : $S_d = 4500 \times 250 = 1125000 \text{ mm}^2$

La surface du gousset est donnée par : $S_g = \frac{(860+760)}{2} \times 50 = 40500 \text{ mm}^2$

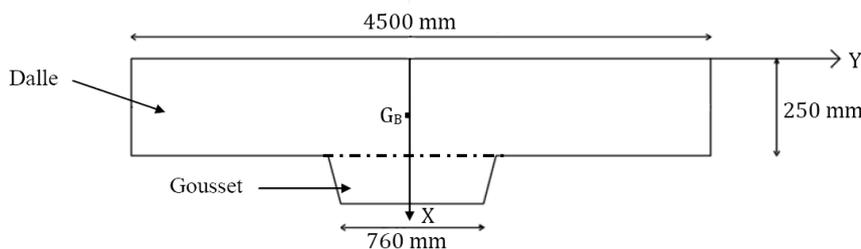


Figure. V.17. Section du béton (dalle+gousset)

On rapporte sur le tableau suivant les caractéristiques géométriques de la section du béton :

Tableau. V.5. Caractéristiques géométriques de la section du béton

Élément	S_i $10^3 \text{ [mm}^2\text{]}$	x_i $[\text{mm}]$	$S_i x_i$ $10^3 \text{ [mm}^3\text{]}$	d_i $[\text{mm}]$	I_{xGi} $10^6 \text{ [mm}^4\text{]}$	I_{xxi} $10^6 \text{ [mm}^4\text{]}$
Dalle	1125	125	140625	5,2	5859,4	5889,8
Gousset	40,5	275	11137,5	144,8	8,44	857,6
Σ	1165,5	-	151762,5	-	-	6747,4

Avec :

Le centre de gravité de la section du béton : $X_{G_B} = \frac{\Sigma S_i x_i}{\Sigma S_i} = 130,2 \text{ mm}$

$I_{xxi} = I_{xGi} + S_i d_i^2$

V.5.2. Calcul de la section mixte :

V.5.2.1. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses à vérifier avant tout calcul d'une section mixte sont les suivantes :

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, ainsi tout déplacement entre ces deux matériaux est rendu impossible grâce à la présence des organes de liaison appelés connecteurs.

- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hooke. La variation relative de la longueur de deux fibres (une dans l'acier et l'autre dans le béton) est donnée par :

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \dots\dots\dots \text{pour l'acier.}$$

$$\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \dots\dots\dots \text{pour le béton.}$$

V.5.2.2. Caractéristiques géométriques de la section mixte :

D'après la première hypothèse on a : $\left(\frac{\Delta l}{l}\right)_a = \left(\frac{\Delta l}{l}\right)_b$, ce qui donne :

$$\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} \Rightarrow \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence variant en fonction de E_b , et prenant les valeurs présentées sur le tableau ci-dessous, pour chaque type de sollicitation :

Tableau. V.6. Valeurs du coefficient d'équivalence « n » [10]

Sollicitation	Champ d'application	n
Charge de longue durée	Charges permanentes (charpente)	∞
	Charges permanentes	18
Effets différés	Retrait	15
Charge instantanée	Surcharge	6

a- Section homogénéisée :

On garde la section d'acier S_a et on remplace la section du béton S_b par une section équivalente en acier $\frac{S_b}{n}$ afin de définir une section homogène entre l'acier et le béton donnée par la formule suivante :

$$S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

b- Centre de gravité de la section mixte :

$$\int_S y dS = \int_{S_a} y dS_a + \int_{S_b} y \left(\frac{dS_b}{n}\right) = 0 \Rightarrow a S_a + b \frac{S_b}{n} = 0$$

$$\text{On pose : } a + b = c \text{ d'où : } \mathbf{a} = \frac{c \cdot S_b}{n \cdot S} \text{ et } \mathbf{b} = \frac{c \cdot S_a}{S}$$

Avec :

G_a : centre de gravité de la section d'acier ;

G_b : centre de gravité de la section du béton ;

G : centre de gravité de la section homogénéisée ;

a et b : distances respectives de G_a et G_b par rapport à G .

c- Inertie de la section mixte :

L'inertie de la section homogénéisée par rapport à son centre de gravité G est donnée par [11] :

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + a \cdot b \cdot S \quad (\text{section en travée, la poutre en I dans notre cas})$$

$$I_m = I_a + S_a a^2 + S_{arm} b^2 \quad (\text{section sur appui, la poutre en caisson})$$

Avec :

I_a : moment d'inertie de la section d'acier par rapport à G_a .

I_b : moment d'inertie de la section du béton par rapport à G_b .

S_{arm} : section des armatures longitudinales de la dalle sur sa largeur efficace.

➤ **Section en travée (dalle + poutre en I) :**

Dalle :

$$S_b = 1165500 \text{ mm}^2$$

$$I_b = 6747,4 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Poutre en I :

$$S_a = 101420 \text{ mm}^2$$

$$I_a = 24,3 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Avec :

$$c = 719,8 \text{ mm}$$

$$V_a = b - 169,8 \text{ [mm]}$$

$$V_b = b + 130,2 \text{ [mm]}$$

$$V'_a = 1100 - V_a \text{ [mm]}$$

$$W_a = \frac{I_m}{V_a} ; W'_a = \frac{I_m}{V'_a} ; W_b = \frac{I_m}{V_b} \text{ [mm}^3\text{]}$$

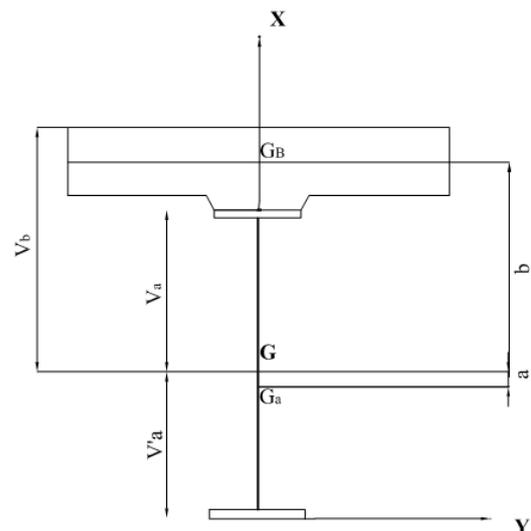


Figure. V.18. Section mixte (cas de poutre en I)

On rapporte sur le tableau ci-après les caractéristiques de cette section mixte :

Tableau. V.7. Caractéristiques de la section mixte (cas de poutre en I)

n	S [mm ²]	a [mm]	b [mm]	I_m $\times 10^9$ [mm ⁴]	V_a [mm]	V'_a [mm]	V_b [mm]	W_{a_7} $\times 10^7$ [mm ³]	W'_{a_7} $\times 10^7$ [mm ³]	W_{b_7} $\times 10^7$ [mm ³]
∞	101420	0	719,8	24,3	550	550	850	4,42	4,42	2,86
18	166170	280,5	439,3	45,15	269,5	830,5	569,5	16,75	5,44	7,93
15	179120	312,2	407,6	47,54	237,8	862,2	537,8	19,99	5,51	8,84
6	295670	472,9	246,9	59,95	77,1	1022,9	377,1	77,76	5,86	15,9

➤ Section sur appui (armatures + poutre en caisson) :

Armatures :

$$S_{arm} = 13257 \text{ mm}^2$$

$$I_{arm} = S_{arm} b^2$$

Poutre en caisson :

$$S_a = 113300 \text{ mm}^2$$

$$I_a = 25,3 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Avec :

$$c = 725 \text{ mm}$$

$$a = \frac{c \cdot S_{arm}}{n \cdot S}$$

$$V_a = b - 175 \text{ [mm]}$$

$$V_{arm} = b + 125 \text{ [mm]}$$

$$V'_a = 1100 - V_a \text{ [mm]}$$

$$S = S_a + \frac{S_{arm}}{n}$$

$$W_{arm} = \frac{I_m}{V_{arm}} \text{ [mm}^3\text{]}$$

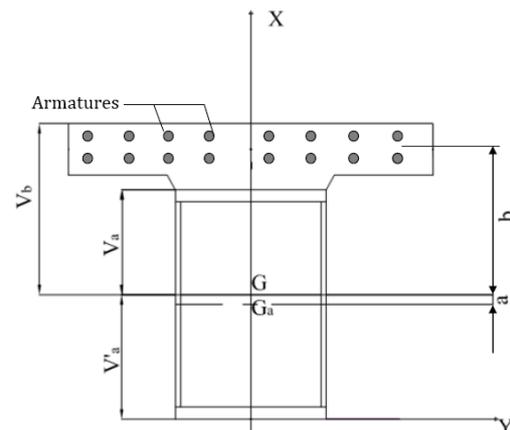


Figure. V.19. Section mixte (cas de poutre en caisson)

On rapporte sur le tableau ci-après les différentes caractéristiques de cette section mixte :

Tableau. V.8. Caractéristiques de la section mixte (cas de poutre en caisson)

n	S [mm ²]	a [mm]	b [mm]	I_m $\times 10^9$ [mm ⁴]	V_a [mm]	V'_a [mm]	V_{arm} [mm]	W_{a_7} $\times 10^7$ [mm ³]	W'_{a_7} $\times 10^7$ [mm ³]	W_{arm} $\times 10^7$ [mm ³]
∞	113300	0	725	32,27	550	550	850	5,87	5,87	3,8
18	114036,5	4,7	720,3	32,18	545,3	554,7	845,3	5,9	5,8	3,81
15	114183,8	5,6	719,4	32,16	544,4	555,6	844,4	5,91	5,79	3,81
6	115509,5	13,9	711,1	32,02	536,1	563,9	836,1	5,97	5,68	3,83

V.5.2.3. Effets des sollicitations différées :

L'emploi des deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes, solidarisés de manière continue, fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte, auto-équilibré dans chaque section, dont les sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton ;
- Une différence de température entre l'acier et le béton.

➤ Effets du retrait :

Comme la dalle est liée rigidement à la structure métallique, le béton de la section mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, en y engendrant un état de contrainte interne dont les contraintes sont les suivantes :

- Contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{-\varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_a \cdot I_a}{S \cdot I_m}$$

- Contrainte de compression dans la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_b}{S \cdot I_m} (I_a + b \cdot d \cdot S)$$

- Contrainte de traction dans la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_i = \frac{-\varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_b}{S \cdot I_m} (b \cdot d' \cdot S - I_a)$$

Avec :

$\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$, déformation due au retrait du béton ;

d et d' : distances des fibres supérieures et inférieures de la poutre en acier par rapport à son centre de gravité G_a respectivement.

Cas de la poutre en I : $\sigma_b = -1,62 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 49,4 \text{ MPa}$, $\sigma_i = -12,15 \text{ MPa}$

Cas de la poutre en caisson : $\sigma_{arm} = -4,37 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 1,42 \text{ MPa}$, $\sigma_i = -0,4 \text{ MPa}$

➤ Effets d'une différence de température entre l'acier et le béton :

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait, lorsque la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0$) l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui dû au retrait, et dans le cas contraire ($\Delta T < 0$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée), ainsi les contraintes dues à cette différence de température sont :

- Contrainte dans le béton : $\sigma'_b = \frac{1}{3} \sigma_b$

- Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier : $\sigma'_s = \frac{1}{3} \sigma_s$

- Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier : $\sigma'_i = \frac{1}{3} \sigma_i$

V.5.2.4. Vérification des contraintes :

➤ Evaluation des sollicitations :

Les différentes charges et surcharges prises dans la modélisation de notre ouvrage sont les suivantes :

- **Charges permanentes CP :**
 - Poids propre de la dalle ;
 - Poids propre de la structure métallique.
- **Charges complémentaires permanentes CCP :**
 - Corniches et gardes corps ;
 - Glissières de sécurité ;
 - Revêtement.
- **Surcharges de trafic :**

Les charges roulantes retenues sont les surcharges A, B_c, M_c120, D240 et D280.

Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant sous les effets de ces différentes charges, obtenus en utilisant le logiciel Robot, sont présentés ci-dessous :

a- Diagrammes du moment fléchissant :

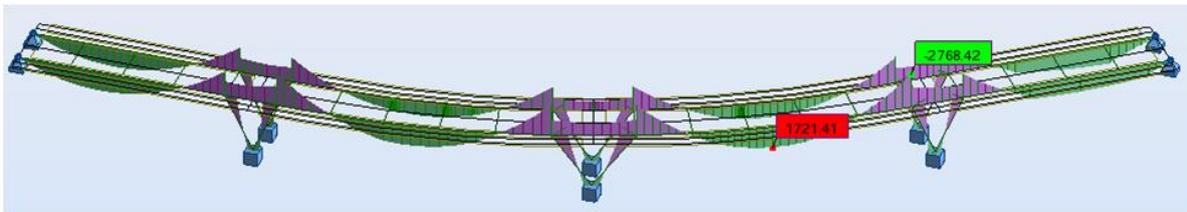


Figure. V.20. Diagramme du moment fléchissant dû au PP

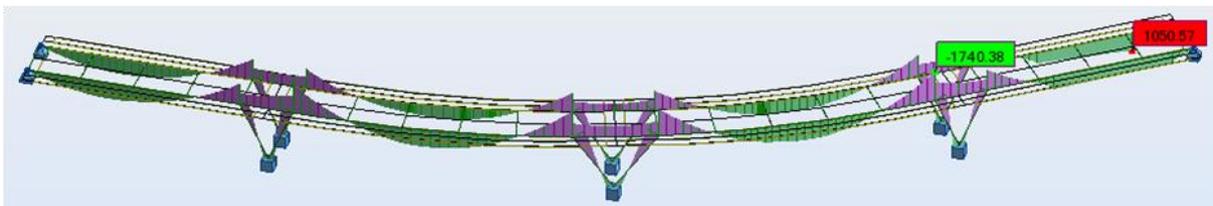


Figure. V.21. Diagramme du moment fléchissant dû aux CCP

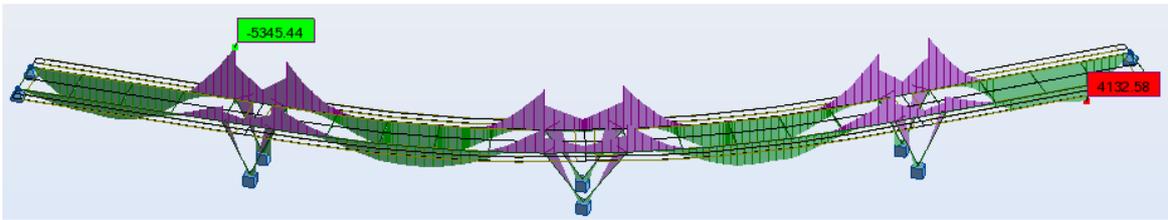


Figure. V.22. Diagramme du moment fêchissant dû au D240

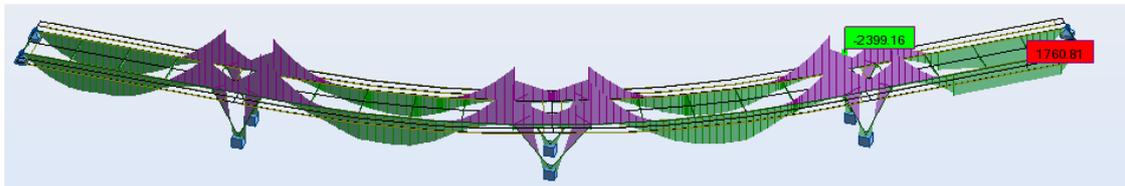


Figure. V.23. Diagramme du moment fêchissant dû au Bc

b- Diagrammes de l'effort tranchant :

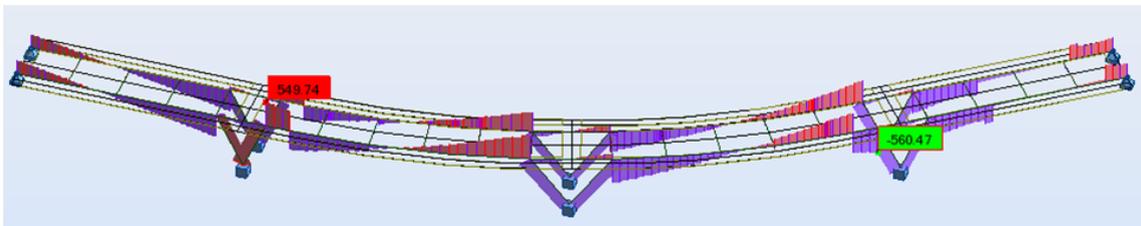


Figure. V.24. Diagramme de l'effort tranchant dû au PP

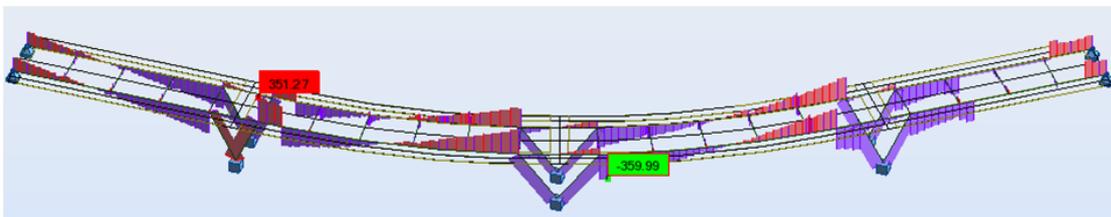


Figure. V.25. Diagramme de l'effort tranchant dû au CCP

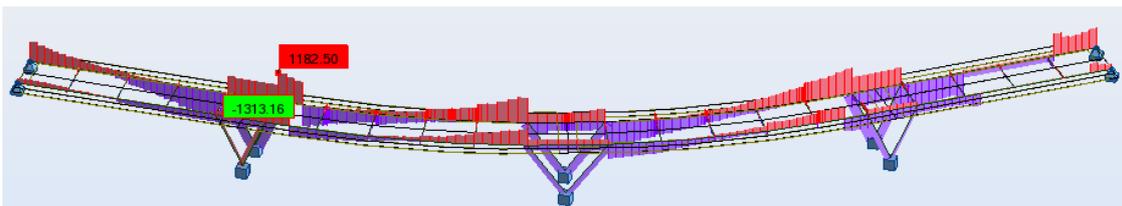


Figure. V.26. Diagramme de l'effort tranchant dû au D240

Remarque : Les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant des autres surcharges sont donnés en annexe III.

Les valeurs des sollicitations sous les effets des charges permanentes et des charges roulantes (D240 cas le plus défavorable) sont rapportées sur le tableau ci-dessous :

Tableau. V.9. Sollicitations dues aux charges et surcharges à l'ELS

Charges	Sollicitations à l'ELS		
	Moments fléchissant extrêmes [KN.m]		Effort tranchant [KN]
	Moment positif	Moment négatif	T _{max}
PP	1721,41	2768,42	560,47
CCP	1050,57	1740,38	359,99
D240	4132,58	5345,44	1313,16

➤ **Vérifications :**

Les vérifications des contraintes, au voilement et au diversement de l'âme des poutres se feront comme il est indiqué dans le paragraphe (IV.7), sauf pour la vérification des contraintes normales donnant le moment maximum, qui sera comme suit :

- Pour le moment positif (cas de la poutre en I) :

$$\sum \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} \dots\dots\dots \text{pour le béton ;}$$

$$\sum \sigma_s \leq \bar{\sigma} = \frac{f_y}{1,15} \dots\dots\dots \text{pour l'acier.}$$

- Pour le moment négatif (cas de la poutre en caisson) :

$$\sum \sigma_s \leq \bar{\sigma} = \frac{f_y}{1,15} \dots\dots\dots \text{pour l'acier ;}$$

Pas de limitation des contraintes pour le béton ;

$\sum \sigma_{arm} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$, pour les armatures à l'intérieur de la section participante de la dalle, avec : $\eta = 1,6$ (armatures à haute adhérence) et $f_e = 400 \text{ MPa}$ (acier FeE 400) :

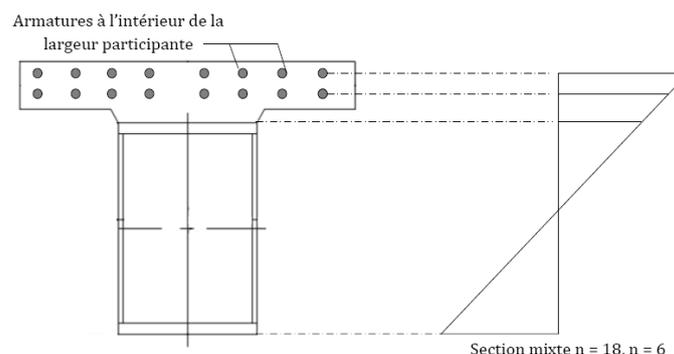


Figure. V.27. Contraintes dans la section mixte (poutre + armatures passives)

a- Vérification de la poutre en I :

L'âme de la poutre en I est une plaque de dimensions : $a = 6170$ mm ; $b = 990$ mm et $t_w = 18$ mm, et d'une section $A = b \times t_w = 17820$ mm².

Etape 1 : Vérification des contraintes

On rapporte sur le tableau ci-dessous les valeurs des contraintes dues au moment positif obtenu sous l'effet des différentes charges et surcharges :

Tableau. V.10. Contraintes dues au moment positif à l'ELS

n	Charge	M_{max}^+ [KN.m]	$\sigma_b = \frac{M_{max}^+}{n W_b}$ [MPa]	$\sigma_s = \frac{M_{max}^+}{W_a}$ [MPa]	$\sigma_i = -\frac{M_{max}^+}{W_a}$ [MPa]
∞	PP	1721,41	0	38,95	- 38,95
18	CCP	1050,57	0,74	6,27	- 19,31
15	Retrait	-	- 1,62	49,4	- 12,15
	Température	-	- 0,54	16,47	- 4,05
6	D240	4132,58	4,33	5,31	- 70,52
Σ			2,91	116,4	- 144,98

$$\Sigma \sigma_b = 2,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = \frac{0,8 \times 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma_s = 116,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{335}{1,15} = 308,69 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma_i = 144,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}$$

✓ Contraintes normales vérifiées.

$$\tau_{max} = \frac{2233,62 \times 10^3}{17820} = 125,34 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte de cisaillement vérifiée.

Etape 2 : Vérification du voilement de l'âme

$$\psi = -\frac{116,4}{144,98} = -0,8 \text{ alors } S_\sigma = 1,08$$

$$-1 \leq \psi \leq 0 \text{ et } \alpha = 6,23 \text{ alors } K_\sigma = 23,12$$

$$\alpha > 1 \text{ alors } K_\tau = 5,34 + \frac{4}{6,23^2} = 5,44$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{18}{990}\right)^2 \times 23,12 = 1450,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{18}{990}\right)^2 \times 5,44 = 341,33 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{1,08 \times 144,98}{1450,64}\right)^2 + \left(\frac{125,34}{341,33}\right)^2 = 0,146 < 1,8$$

✓ La condition de la stabilité au voilement de l'âme est vérifiée.

Etape 3 : Vérification au déversement

$$L = 6170 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1}{3} [(760 \times 55^3) + (990 \times 18^3) + (760 \times 55^3)] = 8,62 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} [(55 \times 760^3) + (990 \times 18^3) + (55 \times 760^3)] = 4,02 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta^2 = \frac{4 \times 8,08 \times 10^4 \times 8,62 \times 10^7}{2,1 \times 10^5 \times 4,02 \times 10^9} \left(\frac{6170}{990} \right)^2 = 1,282$$

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{3,24}{1,282}} - \frac{1,45}{1,132} \right] = 2,11$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{1,132} \right)^2} = 2,95$$

$$M_{cr} = \frac{2,11 \times 2,95}{6170} \sqrt{2,1 \times 10^5 \times 4,02 \times 10^9 \times 8,08 \times 10^4 \times 8,62 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 77,36 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{77,36}{4,42 \times 10^{-2}} = 1750,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} \geq 0,75 \sigma_e = 266,25 \text{ MPa}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{1750,23} \right) = 328 \text{ MPa}$$

$$\sum \sigma_s = 116,4 \text{ MPa} < f(\sigma_{cr})$$

$$\sum \sigma_i = 144,98 \text{ MPa} < f(\sigma_{cr})$$

✓ La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

b- Vérification de la poutre en caisson :

L'âme de la poutre en caisson est une plaque de dimensions : $a = 9250 \text{ mm}$; $b = 990 \text{ mm}$ et $t_w = 15 \text{ mm}$, et d'une section $A = 2 \times b \times t_w = 29700 \text{ mm}^2$.

Etape 1 : Vérification des contraintes

On rapporte sur le tableau ci-après les valeurs des contraintes dues au moment négatif obtenu sous l'effet des différentes charges et surcharges :

Tableau. V.11. Contraintes dues au moment négatif à l'ELS

n	Charge	M_{max}^- [KN.m]	$\sigma_{arm} = \frac{M_{max}^-}{n W_{arm}}$ [MPa]	$\sigma_s = \frac{M_{max}^-}{W_a}$ [MPa]	$\sigma_i = -\frac{M_{max}^-}{W_a}$ [MPa]
∞	PP	- 2768,42	0	- 47,16	47,16
18	CCP	- 1740,38	- 2,54	- 29,5	30
15	Retrait	-	- 4,37	1,42	- 0,4
	Température	-	- 1,46	0,47	- 0,13
6	D240	- 5345,44	- 23,26	- 89,54	94,11
Σ			- 31,63	- 164,31	170,74

$$\Sigma \sigma_{arm} = 31,63 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma_s = 164,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{335}{1,15} = 308,69 \text{ MPa}$$

$$\Sigma \sigma_i = 170,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}$$

✓ Contraintes normales vérifiées.

$$\tau_{max} = \frac{2233,62 \times 10^3}{29700} = 75,21 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte de cisaillement vérifiée.

Etape 2 : Vérification du voilement de l'âme

$$\psi = -\frac{164,31}{170,74} = -0,96 \text{ alors } S_\sigma = 1,016$$

$$-1 \leq \psi \leq 0 \text{ et } \alpha = 9,34 \text{ alors } K_\sigma = 24,96$$

$$\alpha > 1 \text{ alors } K_\tau = 5,34 + \frac{4}{9,34^2} = 5,39$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{15}{990}\right)^2 \times 24,96 = 1087,56 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{15}{990}\right)^2 \times 5,39 = 234,85 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{1,016 \times 170,74}{1087,56}\right)^2 + \left(\frac{75,21}{234,85}\right)^2 = 0,128 < 1,8$$

✓ La condition de la stabilité au voilement de l'âme est vérifiée.

Etape 3 : Vérification au déversement

$$L = 9250 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1}{3} [(760 \times 55^3) + 2 \times (990 \times 15^3) + (760 \times 55^3)] = 8,65 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} [(55 \times 760^3) + 2 \times (990 \times 15^3) + (55 \times 760^3)] = 4,02 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta^2 = \frac{4 \times 8,08 \times 10^4 \times 8,65 \times 10^7}{2,1 \times 10^5 \times 4,02 \times 10^9} \left(\frac{9250}{990}\right)^2 = 2,891$$

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{3,24}{2,891}} - \frac{1,45}{1,7} \right] = 2,14$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{1,7} \right)^2} = 2,1$$

$$M_{cr} = \frac{2,14 \times 2,1}{9250} \sqrt{2,1 \times 10^5 \times 4,02 \times 10^9 \times 8,08 \times 10^4 \times 8,65 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 37,32 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{37,32}{4,6 \times 10^{-2}} = 811,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} \geq 0,75 \sigma_e = 266,25 \text{ MPa}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{811,3} \right) = 296,75 \text{ MPa}$$

$$\sum \sigma_s = 164,31 \text{ MPa} < f(\sigma_{cr})$$

$$\sum \sigma_i = 170,74 \text{ MPa} < f(\sigma_{cr})$$

✓ La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

V.5.2.5. Vérification à l'ELU (justification des sections mixtes) :

La justification de la sécurité vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance des sections mixtes est effectuée pour chacune des phases de construction, où on vérifie que les sollicitations de calcul ne dépassent pas la résistance ultime des sections.

➤ Calcul du moment résistant ultime :

Le moment résistant résulte des diagrammes contrainte-déformation des matériaux utilisés. Suivant la position de l'axe neutre plastique, dans la poutre métallique (cas a), dans la membrure (cas b) ou dans la dalle (cas c), le diagramme des contraintes prend les aspects suivants :

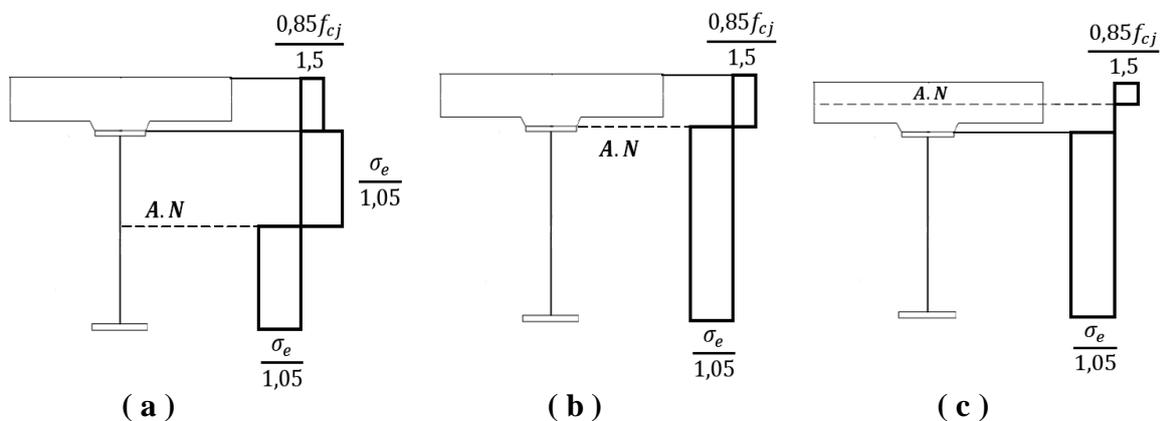


Figure. V.28. Position de l'axe neutre plastique dans la section

➤ **Comportement de la section mixte pour un moment positif [11] :**

La contribution du béton de la dalle à la flexion d'ensemble est considérable. Ce type de sollicitation met la dalle en béton totalement ou partiellement en compression, et la section en acier totalement ou partiellement en traction.

a- Position de l'axe neutre :

On considère le cas où l'axe neutre se trouve à l'interface entre le béton et l'acier, totalement comprimé et tendu respectivement. La force de compression développée par le béton est notée F_c , et celle de traction développée par l'acier est notée F_t :

$$F_c = f_{bu} \cdot S_b = 17 \times 1165500 = 19,81 \text{ MN}$$

$$F_t = f_{y,pl} \cdot S_a = 360 \times 101420 = 36,51 \text{ MN}$$

On constate que $F_t > F_c$, alors l'axe neutre se trouve dans la section d'acier dont une partie est comprimée et l'autre tendue. Dans ce cas de flexion simple, les forces de compression et de traction doivent être en équilibre, alors on peut écrire :

$$F_c + f_{y,pl} \cdot S_{ac} = f_{y,pl} \cdot S_{at}$$

Avec :

$f_{y,pl}$: contrainte limite plastique ;

S_{ac} : aire de la section d'acier comprimée ;

S_{at} : aire de la section d'acier tendue.

Ce qui donne :

$$S_{at} - S_{ac} = \frac{F_c}{f_{y,pl}} = 55037,5 \text{ mm}^2$$

Or on a : $S_{at} + S_{ac} = S_a \Rightarrow S_{ac} = 23191,25 \text{ mm}^2$, et $S_{at} = 78228,75 \text{ mm}^2$

$S_{ac} < S_{semelle} = 41800 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ Axe neutre dans la membrure (cas b)

La hauteur de la partie comprimée h_c dans la section d'acier est calculée comme suit :

$$S_{ac} = b_s \times h_c \Rightarrow h_c = 30,51 \text{ mm (avec } b_s = 760 \text{ mm)}$$

b- Calcul du moment de plastification positif « M_{ru}^+ » :

Le moment résistant ultime est calculé suivant la formule suivante [12] :

$$M_{ru}^+ = \sum f_{i,pl} S_i d_i$$

Avec :

$f_{i,pl}$: contrainte de plastification du matériau considéré ;

S_i : section de l'élément i composant de la section mixte ;

d_i : distance entre le centre de gravité de l'élément i et celui de la section mixte.

Les résultats des calculs sont présentés sur le tableau ci-après :

Tableau. V.12. Calcul du moment résistant ultime positif

Elément de la section mixte	$f_{i,pl}$ [MPa]	S_i [mm ²]	d_i [mm]	$f_{i,pl} \cdot S_i \cdot d_i$ [KN.m]
Dalle + gousset	17	1165500	200,3	3968,6
Semelle supérieure comprimée	360	23191,25	15,25	127,3
Semelle supérieure tendue	360	18608,75	12,25	82,1
Ame tendue	360	17820	519,5	3332,7
Semelle inférieure tendue	360	41800	1042	15680
Σ				23190,7

➤ **Comportement de la section mixte pour un moment négatif [11] :**

Ce type de sollicitation met la dalle en béton totalement ou partiellement en traction, et la section en acier totalement ou partiellement en compression.

a- Position de l'axe neutre :

On considère le cas où l'axe neutre se trouve à l'interface entre le béton et l'acier, totalement tendu et comprimé respectivement. La force de traction développée par les armatures à l'intérieur du béton est notée F_t , et celle de compression développée par l'acier est notée F_c :

$$F_t = f_{su} \cdot S_{arm} = 348 \times 13257 = 4,6 \text{ MN}$$

$$F_c = f_{y,pl} \cdot S_a = 360 \times 113300 = 40,8 \text{ MN}$$

On constate que $F_c > F_t$, alors l'axe neutre se trouve dans la section d'acier dont une partie est tendue et l'autre comprimée. Dans ce cas de flexion simple, les forces de compression et de traction doivent être en équilibre, alors on peut écrire :

$$F_t + f_{y,pl} \cdot S_{at} = f_{y,pl} \cdot S_{ac}$$

Ce qui donne :

$$S_{ac} - S_{at} = \frac{F_t}{f_{y,pl}} = 12777,8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Or on a : } S_{at} + S_{ac} = S_a \Rightarrow S_{at} = 50261,1 \text{ mm}^2, \text{ et } S_{ac} = 63038,9 \text{ mm}^2$$

$$S_{at} > S_{semelle} = 41800 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Axe neutre dans l'âme de la poutre en caisson (cas a)}$$

La hauteur de la partie tendue h_t dans la section d'acier est calculée comme suit :

$$h_t = t_s + \frac{S_{at} - S_{semelle}}{2t_w} \Rightarrow h_t = 337 \text{ mm (avec } t_s = 55 \text{ mm, } t_w = 15 \text{ mm)}$$

b- Calcul du moment de plastification négatif « M_{ru}^- » :

Le moment résistant ultime est calculé suivant la formule suivante [12] :

$$M_{ru}^- = \sum f_{i,pl} S_i d_i$$

Les résultats des calculs sont présentés sur le tableau ci-dessous :

Tableau. V.13. Calcul du moment résistant ultime négatif

Elément de la section mixte	$f_{i,pl}$ [MPa]	S_i [mm ²]	d_i [mm]	$f_{i,pl} \cdot S_i \cdot d_i$ [KN.m]
Armatures dans la largeur efficace	348	13257	512	2362,1
Semelle supérieure	360	41800	309,5	4657,4
Ame tendue	360	8460	141	429,4
Ame comprimée	360	21240	354	2706,8
Semelle inférieure	360	41800	735,5	11067,8
Σ				21223,5

➤ **Sollicitation à l'ELU :**

Après calcul automatique avec le logiciel Robot des différentes combinaisons à l'ELU (Tableau III.9), le cas le plus défavorable est enregistré dans la combinaison N° 4 :

$$1,35G + 1,35D240 + 0,9\Delta T$$

Le diagramme du moment fléchissant à l'ELU sous l'effet de cette combinaison est présenté sur la figure ci-dessous :

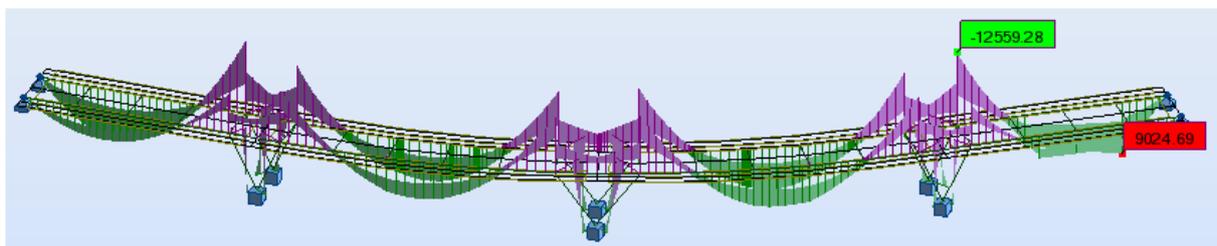


Figure. V.29. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU sous la combinaison N°4

Avec les valeurs extrêmes suivantes :

$$M_{ELU}^+ = 9024,69 \text{ KN.m} < M_{ru}^+ = 23190,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELU}^- = 12559,28 \text{ KN.m} < M_{ru}^- = 21223,5 \text{ KN.m}$$

Donc la section mixte est justifiée vis-à-vis de la flexion à l'ELU.

V.6. Vérification des entretoises d'about :

Le dimensionnement des entretoises sous l'effet des différentes charges (PP, CCP et de retrait) se fait sous l'action des vérins placés au dessous des entretoises pour lever le tablier lors du changement des appareils d'appuis.

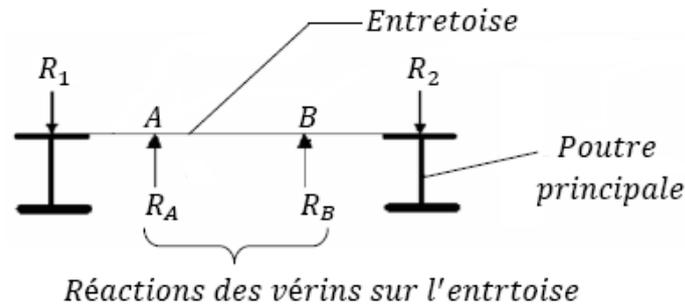


Figure. V.30. Sollicitations de l'entretoise

Avec :

R_1 et R_2 : réactions ramenées aux poutres principales dues aux charges : PP, CCP et de retrait, elles sont obtenues, dans le cas des entretoises d'about sur culée, comme suit :

La réaction due au poids propre est : $R_{PP} = 335 \text{ KN}$

La réaction due aux charges complémentaires permanentes est : $R_{CCP} = 218 \text{ KN}$

En raison de symétrie, on a : $R_1 = R_2 = R_{PP} + R_{CCP} = 553 \text{ KN}$

➤ **Détermination des sollicitations de l'entretoise :**

On dispose les vérins de façon à avoir les sollicitations présentées sur les figures ci-dessous :

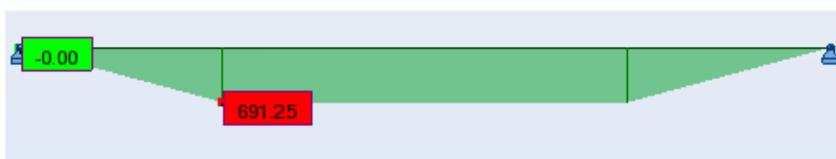


Figure. V.31. Diagramme du moment fléchissant pour l'entretoise



Figure. V.32. Diagramme de l'effort tranchant pour l'entretoise

Donc :

$$R_A = R_B = T_{max} = 553 \text{ KN}$$

$$M_A = M_B = M_{max} = 691,25 \text{ KN.m}$$

➤ **Choix du profilé :**

En général, les entretoises d'about sont à âme pleine et doublement symétrique, on choisit alors le profilé laminé IPE 600, et on passe à présent aux vérifications en suivant les étapes indiquées dans le paragraphe (IV.7) :

L'âme de l'entretoise est une plaque de dimensions : $a = 5000 \text{ mm}$; $b = 562 \text{ mm}$ et $t_w = 12 \text{ mm}$, et d'une section $A = b \times t_w = 6744 \text{ mm}^2$.

Etape 1 : Vérification des contraintes

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{691,25 \times 10^6}{3,07 \times 10^6} = 225,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{335}{1,15} = 308,69 \text{ MPa}$$

✓ Contraintes normales vérifiées.

$$\tau_{max} = \frac{553 \times 10^3}{6744} = 82 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{2}{3} (355) = 236,67 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte de cisaillement vérifiée.

Etape 2 : vérification du voilement de l'âme

$$\psi = -1 \text{ alors } S_\sigma = 1$$

$$\psi = -1 \text{ et } \alpha = 8,9 > 0,667 \text{ alors } K_\sigma = 23,9$$

$$\alpha > 1 \text{ alors } K_\tau = 5,34 + \frac{4}{8,9^2} = 5,39$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{12}{562} \right)^2 \times 23,9 = 2068,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{12}{562} \right)^2 \times 5,39 = 466,42 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{225,16}{2068,16} \right)^2 + \left(\frac{82}{466,42} \right)^2 = 4,3 \times 10^{-2} < 1,8$$

✓ La condition de la stabilité au voilement de l'âme est vérifiée.

On adopte alors le profilé laminé choisit (IPE 600).

➤ **Détermination du raidisseur au niveau de la culée :**

Les raidisseurs verticaux (de dimensions : $h = h_w$, $t = t_w$ et $b = b_s - t_w$) sont définis, dans le fascicule 61 [13], par une inertie relative γ et une section relative δ , tel que :

$$\gamma = \frac{J}{0,092 h \cdot t^3} ; \delta = \frac{A}{h \cdot t}, \text{ avec : } J = \frac{t \left(\frac{b}{2} \right)^3}{6} \text{ et } A = b \times t$$

Avec les valeurs limites minimales fixées par [13] :

$$\gamma_{min} = 0,33 \left(\frac{h_w}{50 t_w} \right)^3 ; \delta_{min} = \frac{h_w}{t_w} \times 0,66 \times 10^{-3}$$

Dans notre cas, on a :

$$\gamma = \frac{225}{0,092 \times 56,2 \times 1,2^3} = 25,18 > \gamma_{min} = 0,31$$

$$\delta = \frac{20,8}{56,2} = 0,37 > \delta_{min} = 0,031$$

✓ Conditions limites minimales vérifiées.

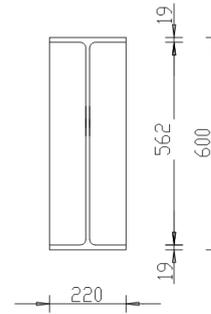


Figure. V.33. Raidisseur d'entrase d'about

V.7. Calcul des béquilles à l'ELS :

Les sollicitations à l'ELS des béquilles dues aux charges permanentes et surcharges de trafic (D240 cas le plus défavorable) sont obtenues à l'aide du logiciel Robot en utilisant l'option de l'analyse détaillée pour l'élément béquille, et représentées par la figure ci-après :



Figure. V.34. Sollicitations de béquille

Avec :

$$M_{max}^- = 3098,57 \text{ KN.m} ; M_{max}^+ = 1418,55 \text{ KN.m} ; T_{max} = 666,33 \text{ KN}$$

On passe à présent aux vérifications en suivant les étapes indiquées dans le paragraphe (IV.7) :

L'âme de béquille est une plaque de dimensions : $a = 6890 \text{ mm}$; $b = 700 \text{ mm}$ et $t_w = 20 \text{ mm}$, et d'une section $A = 2 \times b \times t_w = 28000 \text{ mm}^2$.

Etape 1 : Vérification des contraintes

$$\sigma_i = \frac{3098,57 \times 10^6}{2,96 \times 10^7} = 104,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{335}{1,15} = 308,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{1418,55 \times 10^6}{2,96 \times 10^7} = 47,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}$$

✓ Contraintes normales vérifiées.

$$\tau_{max} = \frac{666,33 \times 10^3}{28000} = 23,8 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{2}{3} (355) = 236,67 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte de cisaillement vérifiée.

Etape 2 : vérification du voilement de l'âme

$$\psi = -\frac{47,92}{104,68} = -0,46 \text{ alors } S_\sigma = 1,216$$

$$-1 \leq \psi \leq 0 \text{ et } \alpha = 9,84 \text{ alors } K_\sigma = 15,6$$

$$\alpha > 1 \text{ alors } K_\tau = 5,34 + \frac{4}{9,84^2} = 5,38$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{20}{700}\right)^2 \times 15,6 = 2417 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{20}{700}\right)^2 \times 5,38 = 833,57 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{1,216 \times 104,68}{2417}\right)^2 + \left(\frac{23,8}{833,57}\right)^2 = 3,6 \times 10^{-3} < 1,8$$

✓ La condition de la stabilité au voilement de l'âme est vérifiée.

Etape 3 : Vérification au déversement

$$L = 6890 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1}{3} [(760 \times 50^3) + 2 \times (700 \times 20^3) + (760 \times 50^3)] = 6,71 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} [(50 \times 760^3) + 2 \times (700 \times 20^3) + (50 \times 760^3)] = 3,66 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta^2 = \frac{4 \times 8,08 \times 10^4 \times 6,71 \times 10^7}{2,1 \times 10^5 \times 3,66 \times 10^9} \left(\frac{6890}{700}\right)^2 = 2,734$$

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{3,24}{2,734}} - \frac{1,45}{1,65} \right] = 2,12$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{1,65}\right)^2} = 2,15$$

$$M_{cr} = \frac{2,12 \times 2,15}{6890} \sqrt{2,1 \times 10^5 \times 3,66 \times 10^9 \times 8,08 \times 10^4 \times 6,71 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 42,7 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{42,7}{2,96 \times 10^{-2}} = 1442,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} \geq 0,75 \sigma_e = 266,25 \text{ MPa}$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{1442,6}\right) = 322,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 47,92 \text{ MPa} < f(\sigma_{cr})$$

$$\sigma_i = 104,68 \text{ MPa} < f(\sigma_{cr})$$

✓ La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

Le flambement est une forme d'instabilité propre aux éléments comprimés élancés tel est le cas pour les béquilles. Il est possible suivant les deux axes principaux de la section de l'élément en question, et si les conditions d'appuis sont les mêmes selon ces deux axes, alors le flambement se produira suivant l'axe présentant l'inertie la plus faible.

En outre, il convient de vérifier les béquilles au flambement en tenant compte des conditions d'appuis afin de définir leur longueur de flambement notée « l_K » et donnée par la figure ci-dessous :

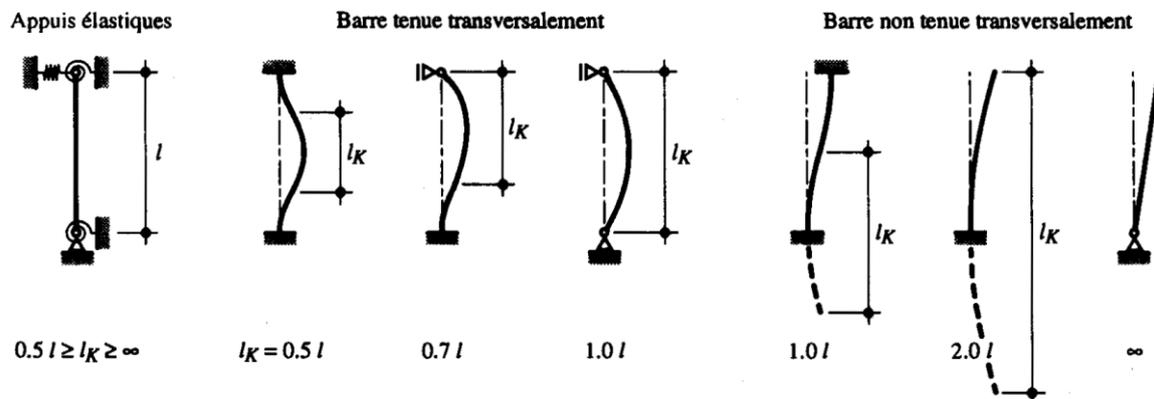


Figure. V.35. Longueur de flambement dans l'élément comprimé [11]

Dans notre cas, les béquilles sont considérées comme des éléments comprimés bi-encastrés ($l_K = 0,5l$), et la béquille la plus élancée a une longueur $l = 7,98 m$, alors la longueur de flambement est égale à :

$$l_K = 3,99 m$$

On passe à présent aux vérifications relatives au phénomène de flambement.

➤ **Vérification au flambement [11] :**

On définit les deux limites de la charge N de compression appliquée sur la béquille :

- La charge limite de plastification $N_{pl} = A \cdot f_y$, où A est l'aire de la section droite de la béquille, et f_y représente la contrainte limite élastique.

- La charge critique d'Euler $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_K^2}$, où E est le module d'élasticité longitudinal de la béquille et I représente le moment d'inertie sa section transversale.

Par ailleurs, la rupture se fera soit par excès de flambement si N atteindra N_{cr} en premier (cas des profilés élancés où $N_{cr} < N_{pl}$), soit par dépassement de la limite de plastification N_{pl} (cas de forte inertie où $N_{cr} > N_{pl}$).

Dans notre cas, on a :

$$N_{pl} = 104000 \times 360 = 37,44 \text{ MN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 11,85 \times 10^9}{3990^2} = 1543 \text{ MN} \Rightarrow \text{Cas de forte inertie } N_{cr} > N_{pl}$$

On définit alors l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ comme étant le rapport de l'élanement géométrique λ_K à l'élanement limite élastique λ_E comme suit :

$$\lambda_K = \frac{l_K}{i}, \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{A}} : \text{ rayon de giration ;}$$

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda_K}{\lambda_E} = \frac{l_K}{\pi} \sqrt{\frac{A f_y}{EI}}$$

Dans notre cas :

$$\bar{\lambda} = \frac{3990}{\pi} \sqrt{\frac{37,44 \times 10^6}{2,1 \times 10^5 \times 11,85 \times 10^9}} = 0,16 \text{ et } i = \sqrt{\frac{11,85 \times 10^9}{104000}} = 337,5 \text{ mm}$$

La variation du flambement est caractérisée par le rapport de la résistance ultime au flambement N_K à la limite de plastification N_{pl} , noté χ et défini comme suit [14] :

$$\chi = \frac{\phi - \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}{\bar{\lambda}^2} \quad \text{où } \phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \text{ et } \alpha = \frac{90,15 \xi}{(i/v)}$$

Avec :

v : distance séparant la fibre la plus éloignée du centre de gravité de la section droit de la béquille (on prend la demi hauteur pour notre cas) ;

ξ : intensité du défaut de rectitude α par rapport à l_K ($\alpha = 0,005 l_K \Rightarrow \xi = 0,005$).

Donc on aura :

$$\alpha = \frac{90,15 \times 0,005}{(337,5/400)} = 0,534 \Rightarrow \phi = 0,502 \Rightarrow \chi = 1,023$$

$$\chi = \frac{N_K}{N_{pl}} \Rightarrow N_K = 1,023 \times 37,44 = 38,3 \text{ MN}$$

En tenant compte du facteur de résistance γ_R , la valeur de dimensionnement de l'effort normal de compression est donnée par la relation suivante :

$$N_d = \frac{N_K}{\gamma_R} = \frac{38,3}{1,15} = 33,3 \text{ MN} < N_{pl}$$

La limite de plastification n'est pas dépassée, alors il n'y a pas de rupture, ainsi la béquille est vérifiée vis-à-vis du flambement.

V.9. Calcul des déformations (flèches) :

Pour les ponts routiers, la flèche admissible prend les valeurs définies par [10] :

$$f_{adm} = \left(\frac{L}{300} \text{ et } \frac{L}{500} \right)$$

Les flèches dans le cas des charges permanentes (PP et CCP) et des surcharges de trafic (cas le plus défavorable) D240, ainsi pour la température, sont déterminées par le calcul automatique à l'aide du logiciel Robot, et les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.14. Valeurs de la flèche

Cas de charge	La flèche [cm]	
	Travée $L = 27 \text{ m}$ ($f_{adm} = \frac{L}{300} = 9 \text{ cm}$)	Travée $L = 38 \text{ m}$ ($f_{adm} = \frac{L}{300} = 12,7 \text{ cm}$)
PP	1,4	2,5
CCP	0,9	1,5
D240	3,7	3,9
ΔT	- 1,2	1,3
Σ	4,8	9,2
Etat	vérifié	vérifié

Remarque : Les diagrammes de la flèche sont donnés en annexe IV.

V.10. Conclusion :

Dans ce chapitre, et sous l'effet des différentes charges et surcharges, l'étude transversale nous a permis de déterminer le ferrailage de la dalle, puis l'étude de la section mixte avec toutes les vérifications relatives soient aux contraintes normales et tangentielles, soient aux phénomènes d'instabilité (voilement et diversement) nous a permis de confirmer les dimensions des différents éléments constituant notre ouvrage, prises lors du pré dimensionnement.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de dimensionnement est indispensable pour entreprendre une étude de définition d'un pont dans un site donné.

Tout en respectant les règles en vigueur relatives au domaine des ouvrages d'art, on a entamé notre étude par une adaptation de la variante du pont mixte bipoutre à béquilles pour la réalisation de notre projet, après avoir effectué une analyse des variantes proposées en tenant compte des différentes données naturelles et fonctionnelles propres au projet. En parallèle, on a fixé les caractéristiques des deux principaux matériaux présents dans un pont mixte, à savoir l'acier et le béton, ainsi que le pré dimensionnement de ses différents éléments.

Par ailleurs, la détermination des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel Robot. Une étude en phase d'exécution a été effectuée, où on a pu vérifier les contraintes, la stabilité vis-à-vis du voilement et du déversement des poutres principales en acier. Puis on a entamé une étude en phase de service, où on a calculé le ferrailage complet de la dalle en béton du tablier et on a étudié et vérifié la section mixte aux états limites (ultime et de service). De plus, on a vérifié le choix du profilé utilisé pour les entretoises assurant le contreventement horizontal et la stabilité des béquilles, comme étant les éléments comprimés de la structure étudiée, vis-à-vis du flambement. Un calcul des flèches a clôturé notre étude.

J'espère qu'au travers de ce mémoire, j'ai pu vous faire part de ma passion pour le Génie Civil. Ce travail m'a permis d'enrichir mes connaissances dans le domaine des ouvrages d'art, et de clôturer ma formation à l'ENP pour mieux affronter les enjeux du métier d'ingénieur, appelé à identifier les solutions les plus économiques, tout en ayant une vaste culture technique.

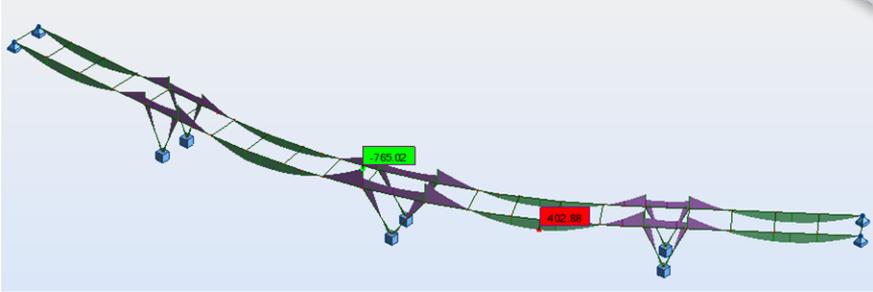
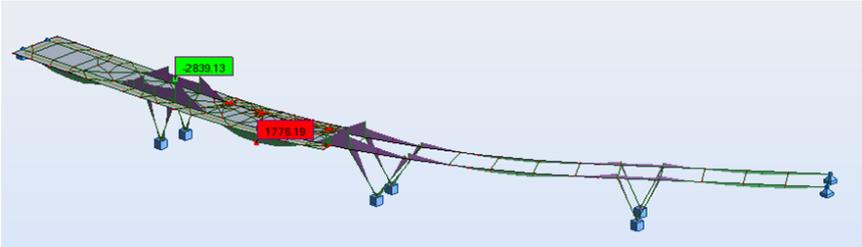
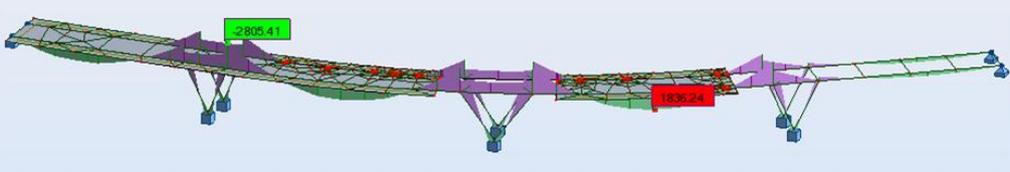
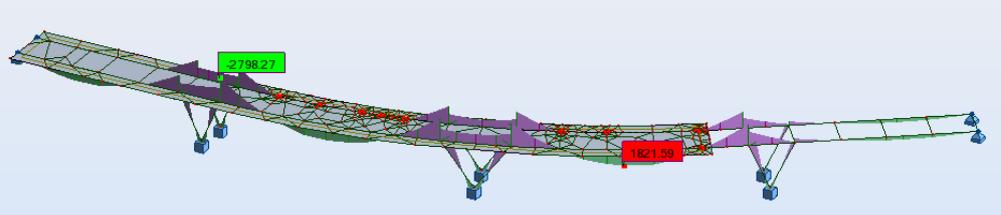
« La route du développement passe par le développement de la route »

Bibliographie

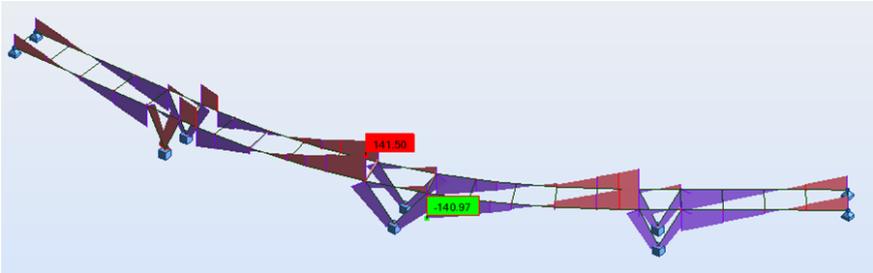
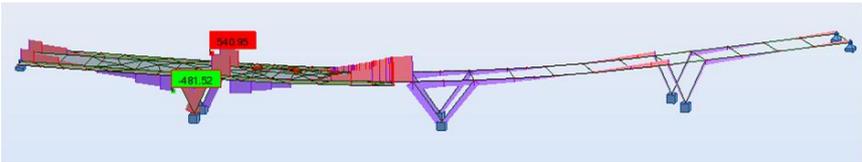
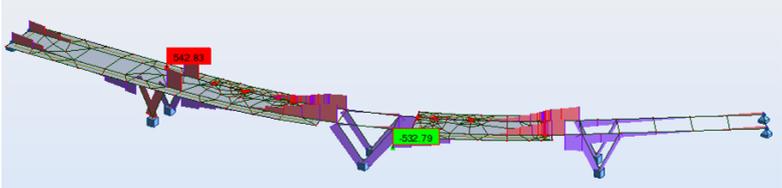
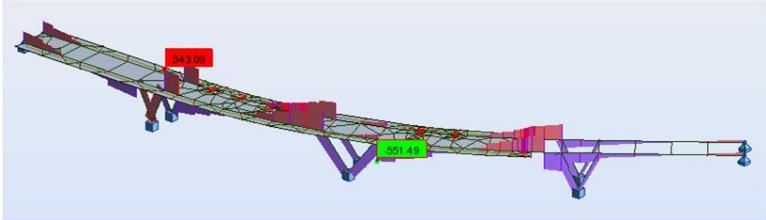
- [1] : SETRA, 1990 « Ponts mixtes acier-béton bipoutre »
- [2] : D.T.R, 2008 « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes »
- [3] : Techniques de l'ingénieur C2676 « Ponts métalliques, applications spécifiques »
- [4] : Techniques de l'ingénieur C2675 « Ponts métalliques, conception générale »
- [5] : DTU BAEL 91 « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 »
- [6] : Notes du cours Pont (5^{ème} année Génie Civil 2010/2011), Ecole Nationale Polytechnique, dirigé par Mme CHERID.
- [7] : Techniques de l'ingénieur C4500 « Equipements des ponts »
- [8] : SETRA, 1986 « Documents ouvrages d'art »
- [9] : Eurocode 4, juillet 2007 « Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale »
- [10] : D.T.U SETRA, 1989 «Règlement de calcul des ponts mixtes »
- [11] : Manfred A. Hirt, Rolf Bez et Alain Nussbaumer, 2010 « Construction métallique, notions fondamentales et méthodes de dimensionnement » Volume 10.
- [12] : Jean Morel, 2008 « Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3 »
- [13] : Fascicule 61, Titre V, Article 19.
- [14] : Notes du cours Charpente métallique (4^{ème} année Génie Civil 2009/2010), Ecole Nationale polytechnique, dirigé par M. HAMMOUTENE.
- [15] : S.Saoud, 2008, Conception et étude d'un viaduc à l'autoroute EST-OUEST, mémoire de projet de fin d'étude, Ecole Nationale des Travaux Publics (Kouba).
- ***Logiciels :***
- [16] : Robot Structural Analysis Professional 2010.
- [17] : AutoCAD 2008.
- [18] : SOCOTEC.

Annexe I

a- Diagrammes du moment fléchissant :

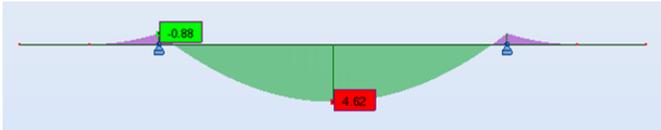
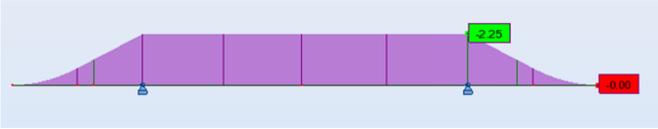
Phases de construction	Moment fléchissant [KN.m]
Phase 1	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 1</p>
Phase 2	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 2</p>
Phase 3	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 3</p>
Phase 4	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 4</p>
Phase 5	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 5</p>

b- Diagrammes de l'effort tranchant :

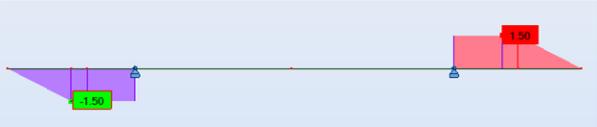
Phases de construction	Effort tranchant [KN]
Phase 1	 <p>Diagramme de l'effort tranchant de la phase 1</p>
Phase 2	 <p>Diagramme de l'effort tranchant de la phase 2</p>
Phase 3	 <p>Diagramme de l'effort tranchant de la phase 3</p>
Phase 4	 <p>Diagramme de l'effort tranchant de la phase 4</p>
Phase 5	 <p>Diagramme de l'effort tranchant de la phase 5</p>

Annexe II

a- Diagrammes du moment fléchissant :

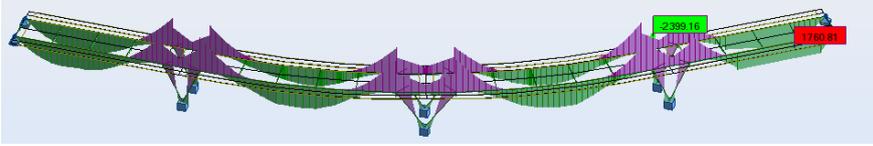
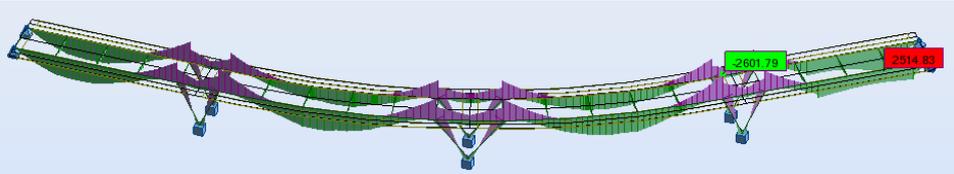
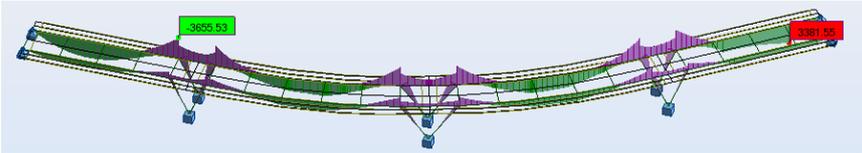
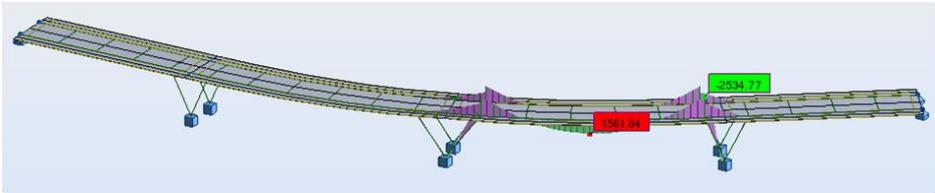
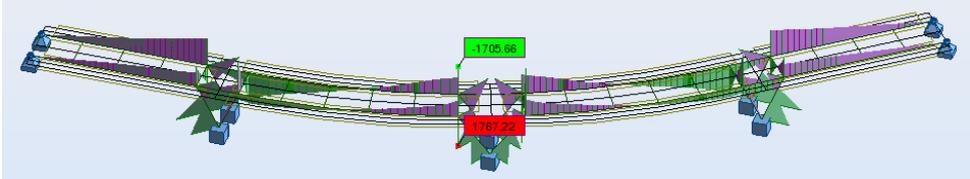
Cas de charge	Moment fléchissant [KN.m]
Charges complémentaires permanentes	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû au CCP (corniches + gardes corps)</p>
	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû au CCP (glissières de sécurité)</p>
	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû au CCP (trottoirs)</p>
	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû au CCP (revêtement)</p>
Système de charges A	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû au système de charge A</p>
Surcharges de trottoirs	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû aux surcharges de trottoirs</p>

b- Diagrammes de l'effort tranchant :

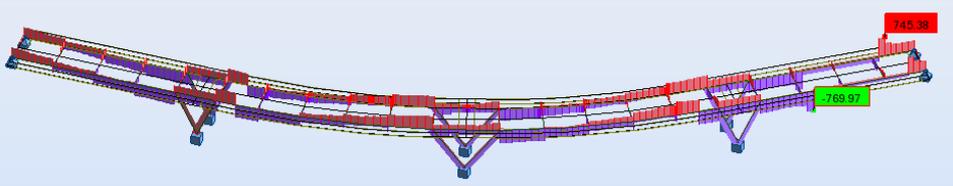
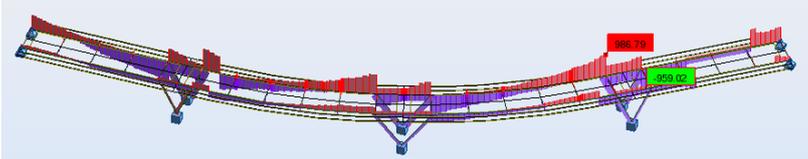
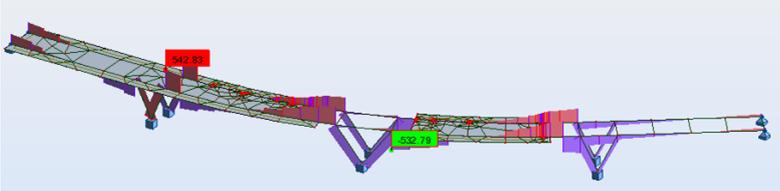
Cas de charge	Effort tranchant [KN]
Charges complémentaires permanentes	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû au CCP (corniches + gardes corps)</p>
	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû au CCP (glissières de sécurité)</p>
	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû au CCP (trottoirs)</p>
	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû au CCP (revêtement)</p>
Système de charges A	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû au système de charge A</p>
Surcharges de trottoirs	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû aux surcharges de trottoirs</p>

Annexe III

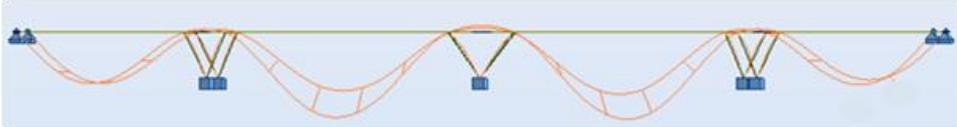
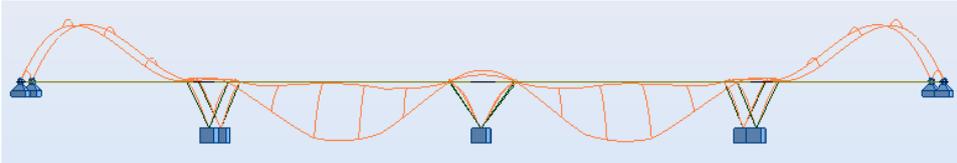
a- Diagrammes du moment fléchissant :

Cas de surcharge	Moment fléchissant [KN.m]
Bc	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû au Bc</p>
Mc120	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû au Mc120</p>
D280	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû au D280</p>
A	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû au système A</p>
ΔT	 <p>Diagramme du moment fléchissant dû à ΔT</p>

b- Diagrammes de l'effort tranchant :

Cas de surcharge	Effort tranchant [KN]
Bc	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû au Bc</p>
Mc120	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû au Mc120</p>
D280	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû au D280</p>
A	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû au système A</p>
ΔT	 <p>Diagramme de l'effort tranchant dû à ΔT</p>

Annexe IV

Cas de charge	Diagramme de la flèche
PP	 <p>Diagramme de la flèche due au PP</p>
CCP	 <p>Diagramme de la flèche due au CCP</p>
D240	 <p>Diagramme de la flèche due au D240</p>
ΔT	 <p>Diagramme de la flèche due à ΔT</p>