

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures
(L.G.S.D.S)

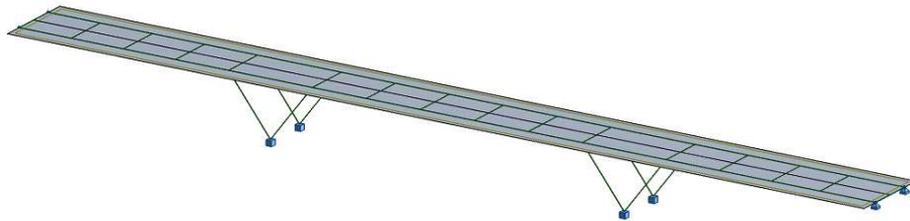


Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

En vu d'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Etude d'un pont bipoutre mixte à béquilles



Réalisé par :
KHEMICI Mouhssin
OUADAH Hadj Ahmed

Encadré par :
Mme D.CHERID
Mme H.MOHABEDDINE

Proposé par:
S.A.P.T.A



Promotion: juin 2010
Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP 182 EL-Harrach
16200 Alger(Algérie)

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

Remerciements

Nous remercions, avant tout, Dieu le tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de nos études.

Nous remercions particulièrement nos parents pour nous avoir réuni les conditions « Educativement et intellectuellement » afin d'effectuer et terminer nos études sereinement.

Nous remercions l'ensemble de nos enseignants durant notre cursus universitaire.

Nous remercions particulièrement nos deux promotrices, Mesdames CHERID et MOHABEDDINE pour leurs conseils, patiences et suivi durant l'élaboration de ce projet.

Nos remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont collaboré à la réalisation de ce projet avec mention spécial a : M. DJERRIR Ingénieur et Chef de département d'étude de la SAPTA.

Nous exprimons toute notre reconnaissance à tous les enseignants de l'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE et particulièrement le département de GENIE CIVIL qui ont assuré de main de maitre notre formation.

Nous remercions, aussi, les membres de jury pour l'effort qu'ils feront pour examiner ce modeste travail.

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents,

Mes frères et mes sœurs.

Ma fiancée.

A tous ceux qui ont participé à ma formation d'ingénieur.

L'ensemble de ma famille.

Ainsi qu'à tous mes amis.

Mohcen

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents,

Mes frères et mes sœurs.

A tous ceux qui ont participé à ma formation d'ingénieur.

L'ensemble de ma famille.

Ainsi qu'à tous mes amis.

Hadj Ahmed

ملخص

الهدف من هذا العمل تصميم وحساب جسر مختلط وهو من النوع المفرط السكون ذو أربع اتجاهات يبلغ طوله 92م وعرضه 9.24م يحده حاجزين أمنيين للسلامة يرتكز هذا الجسر على ستة مساند أربعة وسطية واثنان جانبيين يتكون من 3مقاطع 38م للوسطي و27م للجانبين.

اختيار هذا النوع من الجسر تم على أساس مختلف العوامل الطبيعية و الاقتصادية المتعلقة بالمشروع. تهتم هذه الدراسة بمعاينة قدرة المشروع على مقاومة مختلف القوى الخارجية المؤثرة عليه وذلك بحسابنا للاجهادات التي بإمكانه تحملها والتأكد من عدم تعرضه للالتواء. تم حساب مختلف القوى بواسطة برنامج روبوتات. كلمات افتتاحية: جسر مختلط, مساند.

Résumé

Ce travail consiste à l'étude d'un pont routier mixte hyperstatique à béquilles, à deux voies de circulation. Sa longueur est de 92m, sa largeur est de 9.24 m, il est bordé de deux glissières de sécurité. Le tablier repose sur six appuis, quatre béquilles et deux culées.

Cette variante à été choisit sur la base des différentes contraintes imposées, des données naturelles et économiques du projet. Les sollicitations sont obtenues à l'aide du logiciel Robot Millenium.

Différentes vérifications : cisaillement, voilement et déversement on été fait conformément aux règlements en vigueur.

Mots clés : pont mixte hyperstatique, béquille, culée,

Abstract

The aim of this work is the study and the design of a mixed hyperstatic bridge with crutch. It has four lanes, its length is 92 m, its width is 9, 24 m bordered of two slides of security. The deck based on sixes supports four crutch and two abutments

The option was chosen on the basis of the various constraints imposed natural and economic data of the project

The modeling is made using the software ROBOT Millennium.

Keyword: mixed hyper static bridge, crutch, abutment.

Sommaire

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

Chapitre I Conception de l'ouvrage

I.1. Introduction :.....	3
I.2. Conception de l'ouvrage :.....	3
I.2.a. Les données naturelles :.....	3
I.2.b. Les données fonctionnelles :.....	4
I.2.c. Comparaison des différentes variantes :.....	6
I.2.1. Choix du type de l'ouvrage.....	6
I.2.1.1. Les variantes envisagées pour le tablier :.....	7
I.2.1.1. a) Pont bipoutre mixte :.....	7
I.2.1.1. b) Pont Caisson Mixte :.....	7
I.2.1.2. Comparaison :.....	8
I.2.2. a) Mode isostatique :.....	9
I.2.2. b) Mode hyperstatique :.....	9
I.2.2. Ponts à béquilles :.....	9
I.3. Conclusion.....	9

Chapitre II Ponts mixtes et pré dimensionnement

II.1. Introduction :.....	10
II.2. Description d'un tablier bipoutre :.....	10
II.2.1. Le tablier :.....	10
II.2.1. a) Bipoutre mixte à entretoises :.....	11
II.2. 1. b) Bipoutre mixte à pièces de pont.....	11
II.2. 1. c) Bipoutre mixte large avec pièces de pont et consoles.....	11
II.2.2. Les éléments constitutifs du tablier :.....	12
II.2. 2. a) La dalle :.....	12
II.2. 2. b) Les poutres principales :.....	12
II.2. 2. c) Les entretoises en zone courante :.....	12
II.2. 2. d) Les connecteurs :.....	13
II.2. 2. e) Les éléments transversaux sur appuis :.....	13
II.2.3. Les équipements.....	14
II.2.4. Les élément de protection.....	14
II.3. Pré dimensionnement du tablier.....	15
II.3.1. Caractéristiques géométriques :.....	15

II.4. Conclusion	18
------------------------	----

Chapitre III Caractéristiques des matériaux

III.1. Introduction :	19
III.2. Béton armé :	19
III.2.1. Résistance à la compression	19
III.2.2. La résistance à la traction :	19
III.2.3. Module de déformation longitudinale du béton	19
III.2.4. Coefficient de poisson ν :	20
III.2.5. Contrainte ultime de compression	20
III.3. Les aciers :	21
III.3.1. Aciers pour la charpente :	21
III.3.2. Acier pour armature :	21
III.3.2.1. Les caractéristiques de calcul :	21
III.4. Conclusion :	22

Chapitre IV Charges et surcharges

IV.1. Introduction :	23
IV.2. Charges permanentes :	23
IV.2.1. Poids propre de dalle :	23
IV.2.2. Charge permanente complémentaire :	23
IV.3. Charges climatiques :	24
IV.4. Les surcharges d'exploitation :	25
IV.4.1. Détermination de la classe du pont routier :	25
IV.4.2. Charges de la chaussée :	26
IV.4.2.a. Système de charge A :	26
IV.4.2.b. Système de charges B	28
IV.4.2.c. Surcharges militaires :	31
IV.4.2.d. Convoi exceptionnelles	32
IV.4.2.e. Effort de freinage :	34
IV.4.2.f. Force de frottement parasite des appuis :	34
IV.5. Combinaisons de charges :	35
IV.5.1. Les coefficients de majoration	35
IV.5.2. Les combinaisons	36
IV.6. Conclusion :	36

Chapitre V Etude en phase d'exécution

V.1. Introduction :	37
V.2. La méthodologie de calcul	37
V.3. Modélisation :	37
V.4. Evaluation des sollicitations	40
V.5. Vérification des contraintes pour la poutre en I :	41
V.5.1. Contraintes normales :	41
V.5.2. Vérification au cisaillement de l'âme :	41
V.5.3. Vérification du voilement du l'âme :	41
V.5.4. Vérification au déversement :	43
V.6. Vérification des contraintes pour la poutre en caisson	45
V.6.1. Contraintes normales	45
V.6.2. Vérification au cisaillement de l'âme	46
V.6.3. Vérification du voilement du l'âme	46
V.6.4. Vérification au déversement	47
V.7. Les différentes étapes de réalisation de pont :	49
V.8. Conclusion	49

Chapitre VI Etude en phase de service

VI.1. Introduction	50
VI.2. Dimensionnement de la dalle en béton armé	50
VI.2.1. Fonctionnement	50
VI.3. Calcul des armatures transversales :	54
VI.3.1 Combinaisons aux états limites	54
VI. 4. Calcul du ferrailage dans la section transversale	55
VI. 4.1. La section S2	55
VI. 4.2. La section S1	57
VI.5. Vérification des armatures minimales	58
VI.6. Calcul des armatures longitudinales	59
VI.7. Etude de la section mixte	60
VI.7.1. Caractéristiques géométriques de la section d'acier et de béton	60
VI.7.2. Calcul de la section mixte	63
VI.7.2.1. Hypothèses de calcul	63
VI.7.2.2. Détermination des caractéristiques géométriques	63
VI.7.2.3. Détermination des effets des sollicitations différées	67

VI.7.2.4. Vérification des contraintes	69
VI.7.2.4.1. Vérification de l'âme des poutres	73
VI.8. Vérification à L'ELU (Justification des poutres mixtes) :.....	93
VI.9. Calcul des déformations (flèches).....	98
VI.10. Conclusion	99
Conclusion générale :	100
Bibliographie.....	101
ANNEXE I.....	103

Liste des tableaux

Tableau. I.1 .Le domaine de portée des ponts et l'élancement optimal.....	6
Tableau. I.2 .Comparaison des deux variantes.....	8
Tableau .II.1 . Les largeurs des semelles en fonction de la portée.....	17
Tableau. II.2. Caractéristiques géométriques.....	18
Tableau. III.1. Caractéristiques de résistance d'acier pour la charpente.....	21
Tableau. III.2. : Limitation des contraintes admissibles dans l'acier.....	22
Tableau.VI.1. La charge totale des éléments non porteurs.....	24
Tableau. IV.2. Classe du pont en fonction de la largeur rouable.....	26
Tableau. IV.3.1. Les valeurs de la charge A.....	27
Tableau. IV.3.2. Les valeurs de la charge A.....	27
Tableau. IV.3.3. Les valeurs de la charge A.....	27
Tableau. IV.3.4. Les valeurs de la charge A.....	27
Tableau. IV.3.5. Les valeurs de la charge A.....	28
Tableau. IV.4.1. Coefficient multiplicateur pour le système Bc.....	29
Tableau. IV.4.2. Les valeurs du système Bc.....	29
Tableau. IV.5. Les valeurs du système Bt.....	31
Tableau. IV.6. les valeurs du système Mc120.....	32
Tableau. IV.7. Les coefficients de majoration pour chaque charge.....	35
Tableau. IV.8. Les différentes combinaisons de charges.....	36
Tableau. V.1. Le développement des sollicitations.....	40
Tableau. V.2. Récapitulatif des contraintes.....	42
Tableau. VI.1. Les moments et efforts tranchants à L'ELU aux sections S1 et S2.....	54
Tableau. VI.2. Les moments à L'ELS aux sections S1 et S2.....	54
Tableau. VI.3. Caractéristiques géométriques.....	60
Tableau. VI.4. Caractéristique géométrique de la section de béton.....	62
Tableau. VI.5 .Valeurs de n correspondant aux sollicitations considérées.....	63
Tableau. VI.6. Caractéristiques de la section mixte (I).....	66
Tableau. VI.7. Caractéristiques de la section mixte (caisson).....	67
Tableau. VI.8. Moment fléchissant max positif à L'ELS.....	72
Tableau. VI.9. Moment fléchissant max négatif à L'ELS.....	72
Tableau. VI.10. Effort tranchant maximum.....	72
Tableau. VI.11.Vérifications des contrainte du au moment positif à L'ELS.....	74
Tableau. VI.12. Effort tranchant maximum.....	75
Tableau. VI.13. Récapitulatif des contraintes.....	76
Tableau. VI.14. Vérifications des contraintes du au moment négatif à L'ELS.....	80
Tableau. VI.15. Effort tranchant minimum.....	81
Tableau. VI.16. Répartition des contraintes.....	84
Tableau. VI. 17:Récapitulatif des contraintes.....	90
Tableau. VI.18. Calcul du moment de plastification positif.....	95
Tableau. VI.19. Calcul du moment de plastification négatif.....	97
Tableau. VI. 20. Valeurs de la flèche.....	98

Liste des figures

Fig. 1 Vue en élévation.....	2
Fig. I.1 Vue en plan.....	5
Fig. I.2 Section transversal du tablier.....	5
Fig. I.3 Vue du profil en long	5
Fig. I.4. Caisson métallique.....	7
Fig. I.5. Pont à béquilles.....	9
Fig. II.1. La distribution des contraintes dans la section mixte.....	10
Fig. II.2. Tablier bipoutre à entretoises.....	11
Fig. II.3. Tablier à pièces de pont.	11
Fig. II.4. Assemblage entretoise- montant.....	13
Fig. II.5. Assemblage avec connecteur poutre-dalle.....	13
Fig. II.6. Raidisseurs verticaux sur piles.....	13
Fig. II.7. Les équipements.....	14
Fig. II.8. Les éléments de protection.....	14
Fig. II.9. Coupe transversal du tablier.....	15
Fig. II.10. Section de la poutre en I.....	16
Fig. II.11. Section de la poutre en caisson.....	17
Fig. II.12. Section du béquille.....	18
Fig. III.1. Diagramme contrainte –déformation.....	22
Fig. IV.1. Détail des trottoirs.....	23
Fig. IV.2. Disposition du système Bc.....	28
Fig. IV.3. Disposition du système B _t	30
Fig. IV.4. Disposition du système de charge Mc120	31
Fig. IV.5. Disposition du système de charge D240.....	33
Fig. IV.6. Disposition du système de charge D280.....	33
Fig. V.1. Modèle de calcul, vue en 3D.....	38
Fig. V.2. Coulage de la dalle dans les travées c1-p1 et p1-p2.....	39
Fig. V.3. Coulage de la dalle dans la zone d'appui p1.....	39
Fig. V.4. Coulage de la dalle dans la travée p2-C2.....	39
Fig. V.5. Coulage de la dalle en zone d'appui p2.....	39
Fig. V.6. Les contraintes dans l'âme de la poutre.....	41
Fig. VI.1. Les sollicitations de la dalle.....	50
Fig. VI.2. Section transversale de la dalle.....	51
Fig. VI.3. Disposition des charges permanentes sur la dalle.....	51
Fig. VI.4. Diagramme du moment du poids propre.....	52
Fig. VI.5. Diagramme du moment de la surcharge Bc.....	52
Fig. VI.6. Diagramme du moment du CCP.....	52
Fig. VI.7. Diagramme de l'effort tranchant du poids propre.....	53
Fig. VI.8. Diagramme de l'effort tranchant de la surcharge Bc.....	53
Fig. VI.9. Diagramme de l'effort tranchant du CCP.....	53
Fig. VI.10. Schéma de ferrailage.....	60
Fig. VI.11. Détermination de la largeur efficace.....	61
Fig. VI.12. Détermination des portées équivalentes L _e	61
Fig. VI.13. Section du béton.....	62
Fig. VI.14. Section mixte acier béton(I).....	65
Fig. VI.15. Section mixte acier béton (caisson).....	66
Fig. VI.16. Diagramme du moment fléchissant dû aux Poids propre.....	69
Fig. VI.17. Diagramme du moment fléchissant dû au Charges Complémentaires Permanentes.....	70

Fig. VI.18. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge D240.....	70
Fig. VI.19. Diagramme du moment fléchissant dû à la charge ΔT	70
Fig. VI. 20. Diagramme de l'effort tranchant dû à la CP.....	71
Fig. VI.21. Diagramme de l'effort tranchant dû aux CCP.....	71
Fig. VI.22. Diagramme de l'effort tranchant dû à la charge D240.	71
Fig. VI.23. Contraintes dans la section mixte (poutre plus armature passive).....	73
Fig. VI.24. Longueur de flambement dans la barre comprimé.....	86
Fig. VI. 25 Les différentes réactions sur l'entretoise.....	88
Fig. VI. 26. Diagramme du moment fléchissant d'entretoise.....	89
Fig. VI. 27. Diagramme de l'effort tranchant d'entretoise.....	89
Fig. VI. 28. Raidisseur d'entretoise d'about.....	91
Fig. VI. 29. Position de l'axe neutre plastique.....	93
Fig. VI.30. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU sous la combinaison de charge 1.35G+1.35D240+0.9 ΔT	97

Introduction générale

Introduction générale

Le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception des matériaux et de l'exécution. Cette véritable mutation paraît essentiellement due au développement des programmes de réalisation des ouvrages avec comme corollaire la nécessité de les mettre en œuvre dans des conditions économiques acceptables.

Une telle évolution n'a été possible que par un effort important de recherche du progrès technique, assurant un développement des possibilités et des moyens, marqué notamment par:

- ✎ La recherche d'une certaine standardisation et même industrialisation ;
- ✎ L'utilisation de la possibilité énorme de l'informatique ;
- ✎ La transformation des techniques de conception et de construction permettant d'augmenter les performances et les cadences ;
- ✎ Le recours très systématique au béton précontraint ;

Ainsi donc, et bien que la pérennité des grandes familles d'ouvrages et des principaux procédés d'exécution n'a pas été démentie, le développement des besoins et des connaissances scientifiques et techniques a entraîné le recours à de nouvelles méthodes de pensée, d'utilisation de nouveaux outils, en définitive, une transformation profonde du travail de l'ingénieur.

Bien que les considérations d'ordre esthétique soient très subjectives, un projecteur de pont ne peut ignorer l'impact visuel de son ouvrage. La question se pose avec acuité en site urbain, même en rase campagne, il n'est pas admissible de défigurer le paysage par un ouvrage laid.

À l'inverse, on peut même dire qu'un ouvrage est réussi sur le plan architectural dans certains cas, lorsqu'il aide à l'épanouissement touristique de la zone dans laquelle il est implanté.

L'intégration paysagère et architecturale des ouvrages d'art est actuellement correctement prise en compte, des progrès sont encore attendus en matière de préservation au sens large du milieu naturel et environnemental [1].

Généralement, l'étude d'impact doit présenter :

- ✎ Une analyse de l'état initial du site et de son environnement ;
- ✎ Une analyse des effets sur l'environnement (sites, paysage, faune, flore, etc.) de l'opération envisagée.

Le présent travail a pour objet l'étude d'un pont mixte à béquilles, il a été proposé par l'entreprise publique économique (EPE-SAPTA).

Cet ouvrage permet de franchir l'OUED OUTOUL à TAMENRASSET.

L'ouvrage est un pont routier, il a une largeur de 9.24 m et sa longueur totale est de 92 m. Il est composé de 3 travées, dont la portée de la travée intermédiaire est de 38 m, et 27 m pour les travées de rives (Fig.1).

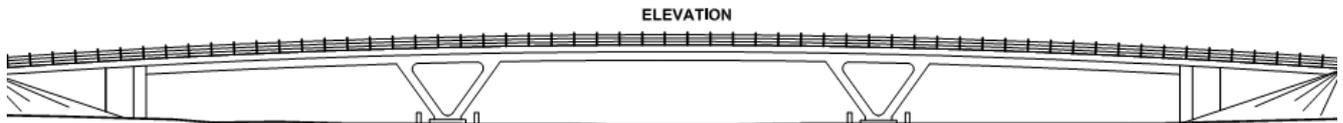


Fig.1. vue en élévation

Le tablier repose sur quatre béquilles de même hauteur et deux culées, Il est constitué d'une dalle en béton armé coulée in situ sur des éléments préfabriqués de type pré dalles, ces derniers sont fixés sur des poutres principales à l'aide des connecteurs (goujons).

Les appuis (béquilles) en charpente métallique sont encastrés à la base des semelles de fondation, ces derniers assurent la transmission des charges vers une couche géologique stable.

Les poutres principales sont assemblées aux différents systèmes de contreventement par des jonctions boulonnées et par soudage .Pour cela nous avons suivi le plan ci-dessous

En premier lieu on commence par une introduction générale dans laquelle on va donner une définition d'un ouvrage d'art, son intégration architecturale dans le milieu naturel, puis une présentation du projet qui est en cours de réalisation.

Le premier chapitre concerne la conception et le choix de la variante adéquate en fonction des différentes contraintes imposées.

Le second chapitre donne un aperçu sur les ponts mixtes alliant le béton et l'acier et présente les différents éléments constitutifs ainsi que leur pré dimensionnement.

Le troisième chapitre traite les caractéristiques des différents matériaux utilisés.

Le quatrième chapitre porte sur l'étude des charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage.

Par ailleurs le cinquième chapitre concerne l'étude de l'ouvrage en phase d'exécution ; à cet effet, un modèle d'étude du tablier sera choisi d'une part. D'autre part, une évaluation des efforts ainsi que leurs vérifications seront faites.

Le sixième chapitre fait l'objet du calcul de dimensionnement en phase de service ainsi que, l'étude de la section mixte durant les différentes phases d'exécution de l'ouvrage, y compris une étude transversale de la dalle en procédant au ferrailage de la dalle pour différents états suivant les règles BAEL analytiquement et vérifie à l'aide du logiciel SOCOTEC.

On terminera notre étude par une conclusion générale.

Conception de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Nous chercherons à déterminer, du point de vue technique et économique, le type d'ouvrage, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

I.2. Conception de l'ouvrage :

La conception d'un pont a pour but de rechercher la solution la plus économique respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale. La conception générale des ponts fait intervenir l'ensemble des données suivantes [1] :

❖ Données naturelles :

Les données géotechnique, hydrogéologique et sismologique, qu'il faut nécessairement respecter.

❖ Données fonctionnelles :

- Données relatives à la voie (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Les gabarits à respecter selon l'obstacle à franchir (route, voie ferrée).

❖ Données économiques.**I.2.a. Les données naturelles :**

C'est l'ensemble des éléments de l'environnement influant sur la conception qu'il faut respecter, on distingue :

❖ Les données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé aussi précis que possible avec l'indication des lignes de niveau.

Le site d'implantation de notre ouvrage se trouve selon la carte géographique, dans la willaya de Tamanrasset.

❖ Données géotechniques :

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude de l'ouvrage pour le choix du type de fondation.

❖ Données hydrauliques:

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. En dehors du relevé précis de la topographie du lit il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

❖ Les données sismologiques :

En ce qui concerne la sismicité de la région, la région de Tamanrasset est située dans une zone de faible sismicité, classée selon les règlements parasismiques Algériens des ouvrages d'art [4] :

- Zone sismique : 0;
- Groupe d'usage : 3;
- Sites S2;

❖ Les données climatiques :**a) Actions dues au vent:**

Les efforts engendrés sont introduit dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Ils sont fixés par [2] on prend une surcharge du vent répartie de 2KN/m^2 .

b) Actions dues à l'eau:

Les actions dues à l'eau se manifestent de multiples manières [1]:

- la pression hydrostatique;
- la poussée hydrodynamique du courant;
- l'action abrasive du courant;
- l'affouillement général des rivières et local autour des piles de pont.

c) La température :

La différence de température prise en compte est: $\Delta T = \pm 65^\circ\text{C}$, le coefficient de dilatation du béton armé est égal à $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$; les variations linéaires de température ont un effet sur le calcul des joints, et des appareils d'appuis [2].

I.2.b. Les données fonctionnelles :

Les données fixées par le maître de l'ouvrage sont :

- ❖ Les données relatives à la voie portée : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- ❖ Les données relatives à l'obstacle franchi : les gabarits à respecter (route, voie ferrée).

a) tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée sur un plan de situation.

En plan, l'ouvrage étudié est composé de 3 travées dont la portée est de 38 m pour la travée intermédiaire et de 27 m pour les travées de rive. La longueur totale est de 92 m.

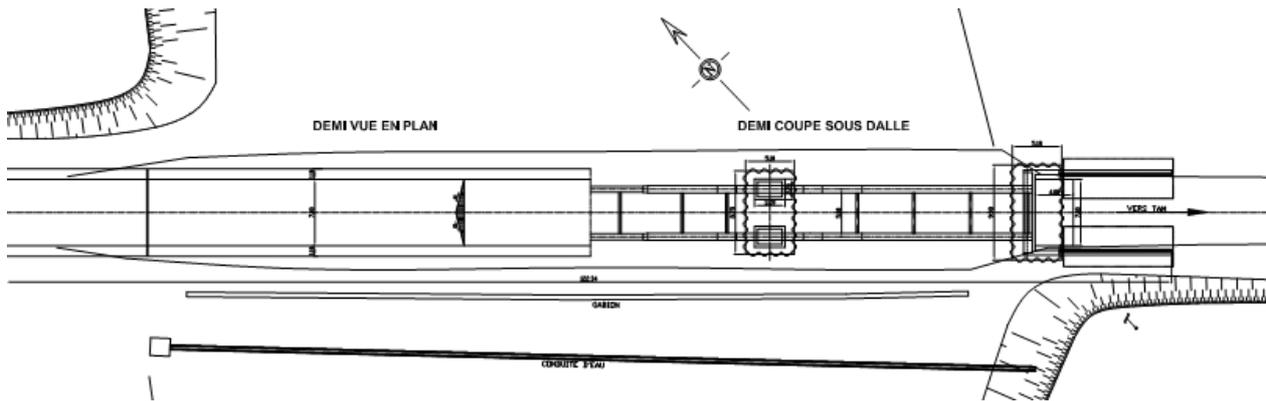


Fig. I.1. : Vue en plan

b) Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal. La largeur totale de l'ouvrage est de 9.24 mètres, avec deux corniches, Le tablier présente un devers de 2% (Fig. I.2).

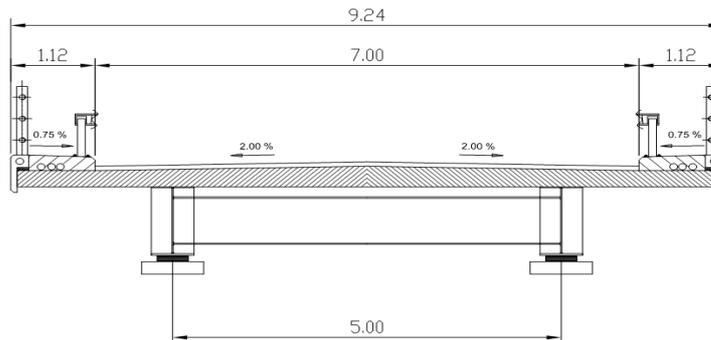


Fig. I.2. Section transversale du tablier

c) profil en long:

Le profil en long est la ligne définissant en élévation le tracé en plan, il doit être élaboré en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles et du type d'ouvrage de franchissement envisagé.

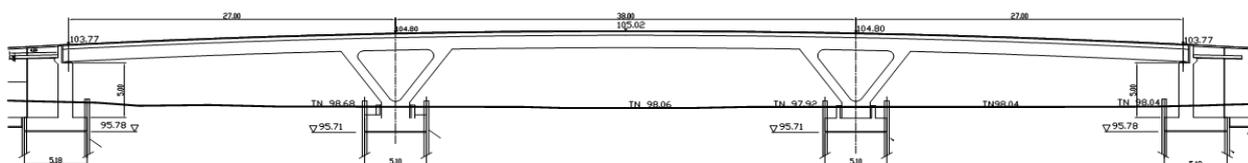


Fig. I.3. Vue de profil en long

d) Données relatives à l'obstacle franchi :

Lorsque l'ouvrage projeté franchi une voie de communication (route, voie ferrée ou voie navigable), il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie, dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres.

Notre ouvrage passe au-dessus d'un oued, ce qui a une incidence sur la conception de l'ouvrage, notamment sur les piles.

I.2.c. Comparaison des différentes variantes :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur, il est donc nécessaire d'être au courant de toutes les variations des prix.

Tableau I.1. Le domaine de portée des ponts et l'élançement optimal. [3]

type du pont	La portée	Elancement optimal
Pont dalle en béton armé	Jusqu'à 20m	$\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{25}$
Pont poutres en béton précontraint	Jusqu'à 35 m	$\frac{1}{22} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{18}$
Pont métallique	> 50 m	$\frac{1}{24} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{16}$ pour un système en treille $\frac{1}{28} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22}$ pour un système en poutre
Pont caisson	> 50 m	$\frac{1}{22} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{20}$

I.2.1. Choix du type de l'ouvrage :

Le choix du type d'ouvrage se fait en prenant en considération les points suivants [1] :

- Profil en long de la chaussée ;
- Position possible pour les appuis ;
- La nature du sol ;
- Le gabarit à respecter ;
- La brèche de l'ouvrage.

I.2.1.1. Les variantes envisagées pour le tablier :

I.2.1.1. a) Pont bipoutre mixte :

La dalle est en béton, elle reprend les efforts de compression. Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non-glissement entre la dalle et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs.

i. Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- L'augmentation de la rigidité en flexion.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.

ii. Les inconvénients:

- Le problème majeur des ponts mixtes la fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage.
- Demande de la main d'œuvre qualifiée (surtout le soudage).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement.
- Instabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

I.2.1.1. b) Pont Caisson Mixte :

La dalle est en béton, elle reprend les efforts de compression. Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non-glissement entre la dalle et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs.

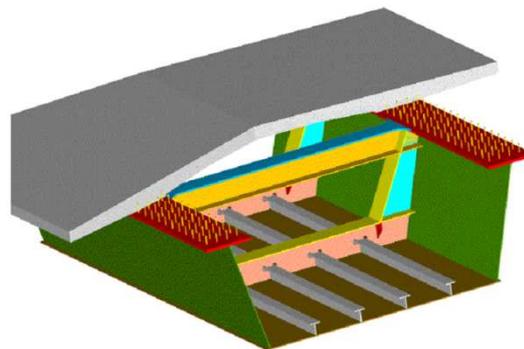


Fig. I.4. Caisson métallique

i. Avantages :

- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier;
- La rapidité d'exécution globale, la simplicité de mise en œuvre;
- La précision dimensionnelle des structures ;
- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté.

- L'augmentation de la rigidité en flexion.
- Bon résistance à la torsion.

ii. Inconvénients:

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque de renversement ou de voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- En construction mixte, les phénomènes de retrait et de fluage influent notablement la répartition des efforts intérieurs.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée.

I.2.1.2. Comparaison :

L'étude comparative de ces deux variantes a permis d'établir le tableau ci-dessous:

Tableau. I.2. Comparaison des deux variantes.

solution envisagée	Pont bipoutre mixte	Pont en caisson métallique
Coût	+	-
Entretien	-	+
Esthétique	+	+
exécution	+	-
Délai de réalisation du tablier de pont	+	-

Sachant que le signe (+) désigne favorable et le signe (-) défavorable

Après, étude des deux variantes et en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet, on opte pour la variante à tablier bipoutres mixte. A présent, on passe au choix du mode de fonctionnement de notre ouvrage [4].

Deux possibilités sont offertes pour le fonctionnement l'ouvrage : hyperstatique ou isostatique
La décision du choix revient à considérer les critères suivants :

1. La fiabilité de l'ouvrage;
2. La durabilité ;
3. La facilité d'adaptation au projet ;
4. La facilité de mise en œuvre ;
5. L'économie.

Sur la base des critères économiques, esthétiques et de la méthode de réalisation, nous avons :

I.2.2. a) Mode isostatique :

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

I.2.2. b) Mode hyperstatique :

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

En comparant les résultats des variantes envisagées, il est clair que la variante hyperstatique avec tablier à ossature mixte acier-béton est la variante la mieux adaptée et la plus avantageuse pour le site étudié. Cet avantage apparaît surtout dans le critère d'impact sur le site, l'ouvrage est peu volumineux et dégage un bon gabarit.

I.2.2. Ponts à béquilles :

A l'origine, le pont à béquilles avait la forme d'un portique avec des piles-culées verticales encastrees au tablier. Ce concept permettait de réduire la hauteur des poutres principales et de mieux « passer » les contraintes de gabarit avec un tablier plus mince. Dans une forme moderne, les béquilles sont élancées, inclinées à 45° ou 50° et encastrees dans le tablier qu'elles divisent en trois travées. Les appuis, permettent ainsi, selon les cas, soit une forte prise d'appui sur les flancs d'une vallée en gorge, soit un élargissement de l'ouverture du pont sur une voie d'eau navigable [5].

Le fonctionnement de l'ouvrage sous les sollicitations de flexion et de compression dans les béquilles, la travée centrale du tablier, est comme celui d'un arc.

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 [6]



Fig. I.5. Pont à béquilles [6].

I.3. Conclusion :

Le choix de la variante pont bipoutre mixte hyperstatique à béquilles a été fait après un passage en revue de différentes variantes tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet.

Pont mixte et prédimensionnement

II.1. Introduction :

L'utilisation de la complémentarité des matériaux béton et acier s'est beaucoup développée ces dernières années dans le domaine du génie civil. Cette association a permis aux ingénieurs de concevoir et de réaliser des ouvrages de portée et des hauteurs de plus en plus importantes avec un temps d'exécution de plus en plus court.

Les ponts mixtes sont constitués d'une charpente porteuse en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton (élément secondaire). Qu'elle soit connectée ou non à la charpente métallique, la dalle en béton permet d'apporter la raideur nécessaire au pont pour le passage d'un véhicule à grande vitesse.

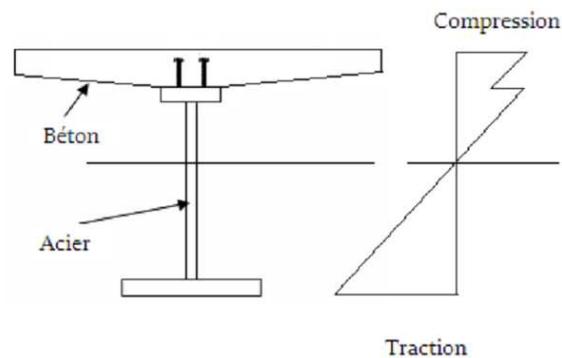


Fig. II.1. La distribution des contraintes dans la section mixte [5].

L'utilisation de ces deux matériaux permet de réaliser des ouvrages avec un minimum d'assemblages, ainsi les problèmes de fatigue des assemblages, sièges de concentration de contrainte cyclique, sont moins nombreux et la pérennité de ces constructions est mieux assurée.

II.2. Description d'un tablier bipoutre :

Les ponts à tablier mixte bipoutre sont des ponts dits standard. C'est ce type de pont que l'on retrouve généralement car ils ont une construction facile et fiable. Pour ces ouvrages, les portées sont inférieures à 120 m. Ils sont constitués d'éléments principaux [5]:

- ❖ le tablier (La dalle, Les poutres principales, Les éléments transversaux sur appuis et Les connecteurs);
- ❖ les équipements;

II.2.1. Le tablier :

C'est la partie de l'ouvrage qui porte directement la voie (route ou rail).

Le tablier bipoutre constitue le tablier métallique le plus simple avec une dalle en béton armé (ou platelage) connecté à la poutre et de système porteur. En fonction de la largeur du tablier, les poutres mixtes se ramènent à trois modes d'entretoisement [5]:

- ❖ par entretoises ;
- ❖ par pièces de pont
- ❖ par pièces de pont avec console.

II.2.1. a) Bipoutre mixte à entretoises :

Pour des largeurs de tabliers inférieures à 13 ou 14 m, l'écartement des poutres se situe entre 0,50 et 0,55 fois la largeur totale du tablier. La dalle est essentiellement appuyée sur les poutres.

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. L'espace disponible entre le dessus de l'entretoise et la sous-face de la dalle libre permet le passage du dispositif mobile de coffrage [5] (fig. II.2).

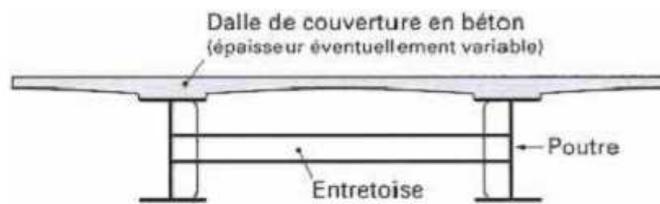


Fig. II .2.Tablier bipoutre mixte à entretoises [5].

II.2. 1. b) Bipoutre mixte à pièces de pont :

Au-delà de 13 m à 14 m de largeur de tablier, l'écartement des poutres devrait augmenter dans les mêmes proportions que la largeur du platelage. Pour ne pas avoir à épaissir la dalle, une solution consiste à créer des lignes d'appuis supplémentaires sous la dalle, au moyen de pièces de pont [5].

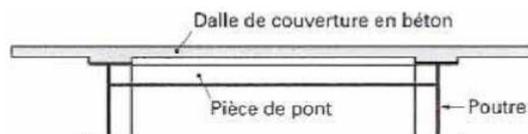


Fig. II.3.Tablier bipoutre à pièces de pont [5].

La dalle repose à la fois sur les poutres et sur les pièces de pont espacées de 4 m environ. Cette disposition permet de donner aux poutres l'écartement souhaité, tout en disposant d'une possibilité d'encorbellement libre pouvant atteindre 2,5 m.

II.2. 1. c) Bipoutre mixte large avec pièces de pont et consoles :

Ce tablier est un prolongement du bipoutre à pièces de pont. L'addition de consoles métalliques, disposées dans la continuité des pièces de pont, permet de supporter de larges encorbellements, tout en réduisant l'écartement entre les poutres.

A noter que la réduction de l'écartement entre les poutres a pour conséquence directe la réduction de la largeur des piles et des culées. Cet avantage peut être recherché dans des sites urbains où la place disponible au sol est comptée, ou pour affiner le volume des piles [5].

II.2.2. Les éléments constitutifs du tablier :

II.2. 2. a) La dalle :

La dalle est le premier élément de résistance du pont.

Elle a une épaisseur de 25cm à 40cm (en fonction de sa largeur). Elle porte les couches de revêtement et d'étanchéité.

La capacité de la dalle en béton est de résister aux sollicitations de flexion locale.

Afin de diminuer son poids, la dalle de couverture peut être précontrainte transversalement. La précontrainte n'est intéressante que lorsque le tablier a une grande largeur [5].

La connexion entre la dalle et les poutres se fait avec les connecteurs soudés sur les poutres principales.

II.2. 2. b) Les poutres principales :

Se sont les éléments porteurs du pont, elles participent à la résistance en flexion générale de l'ouvrage sous son poids propre et sous les charges d'exploitation.

Elles portent la dalle auxquelles elles sont connectées par des éléments de fixation.

Il existe deux types de poutres:

- ❖ les poutres principales placées longitudinalement;
- ❖ les structures d'entretoisement qui sont placées transversalement par rapport aux poutres principales.

Munies des tôles découpées, elles sont soudées en forme de (I), elles sont constituées de tronçons, d'environ 20 m à 25 m de longueur ramenés sur chantier. Ces tronçons sont assemblés deux par deux et bout à bout sur une plate forme située dans le prolongement du pont [5].

II.2. 2. c) Les entretoises en zone courante :

Les entretoises sont formées de simples poutres en (I) symétriques. Elles sont souvent constituées d'un profilé laminé. Les entretoises se positionnent à la mi-hauteur des poutres principales pour être efficaces contre le déversement des poutres pendant le lançage et en service. Une hauteur libre entre la dalle et l'entretoise est nécessaire pour permettre son entretien mais aussi pour permettre le passage du coffrage glissant lors du coulage de la dalle.

Lorsque la largeur du tablier assez faible (inférieure à 14 m) le raidissage transversal de la dalle ne nécessite pas l'usage de pièces de pont. L'utilisation d'entretoises suffit à assurer la conservation des angles des sections et à limiter les risques de déversement [8] (fig. II.5).

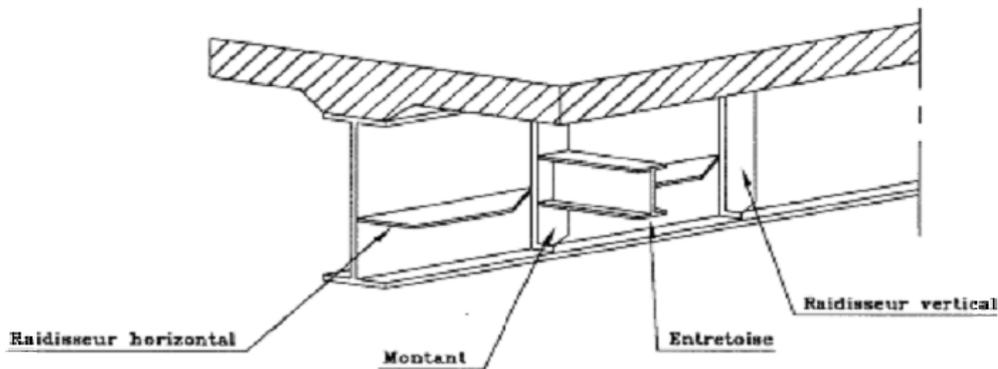


Fig. II.4. Assemblage Montant et entretoise [8].

II.2. 2. d) Les connecteurs :

Se sont des éléments intermédiaires qui permettent d'associer la dalle à l'ossature métallique (poutres principales et les pièces du pont). Par ailleurs, ils empêchent le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les connecteurs sont soudés sur les poutres principales et les pièces du pont, ils ont une forme de tige [7]. (fig. II .8).

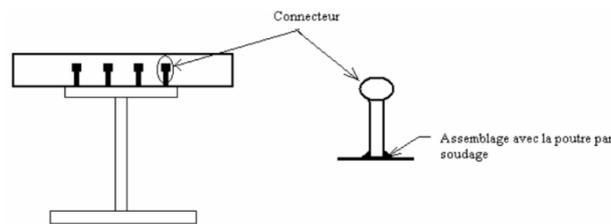


Fig. II.5 : Assemblage avec connecteur poutre-dalle [7].

II.2. 2. e) Les éléments transversaux sur appuis :

Les éléments d'entretoisement sur culée transmettent des efforts importants de compression aux appareils d'appuis grâce aux membrures inférieures des poutres, ils doivent être très rigides afin de conserver l'alignement du tablier au niveau du joint de chaussée.

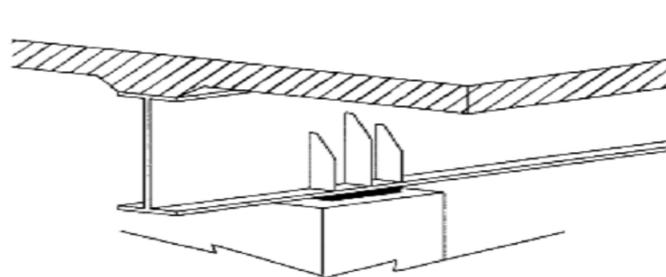


Fig. II.6. Raidisseurs verticaux sur piles [8].

II.2.3. Les équipements :

On désigne par « équipements » l'ensemble des éléments qui ne jouent pas un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure. Un certain nombre des équipements (étanchéité, appareils d'appuis, joints de chaussées conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure (fig. II.10) [8].

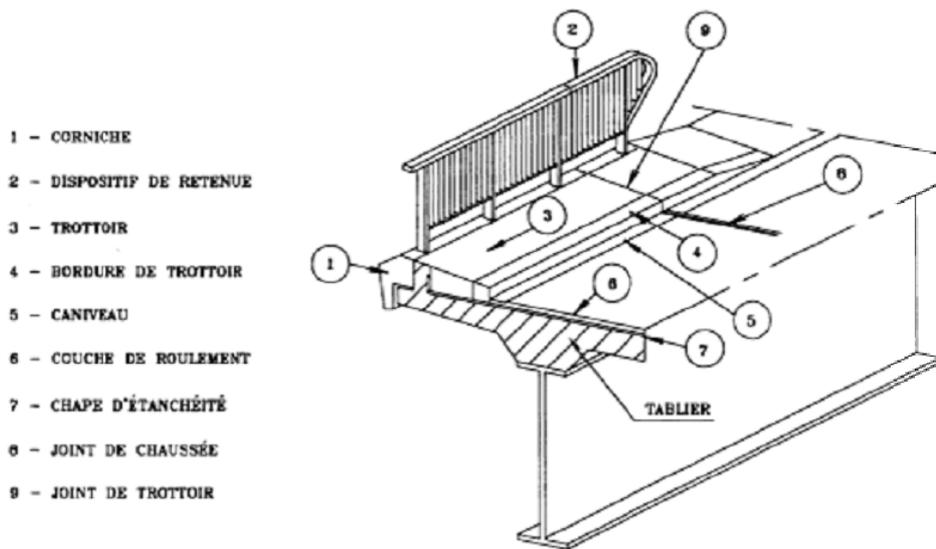


Fig. II.7.les équipements [8].

Il ne faut pas sous-estimer leur importance économique : ils représentent environ 13 % du coût total d'un pont au moment de sa construction et, surtout, 36% de son coût d'entretien [1].

II.2.4. Les élément de protection :

Ils permettent d'assurer la durabilité de l'ouvrage, mais ne participent pas à sa résistance, cependant la force est de constater que leur présence n'a pas d'incidence sur l'aspect, la sécurité de l'ouvrage

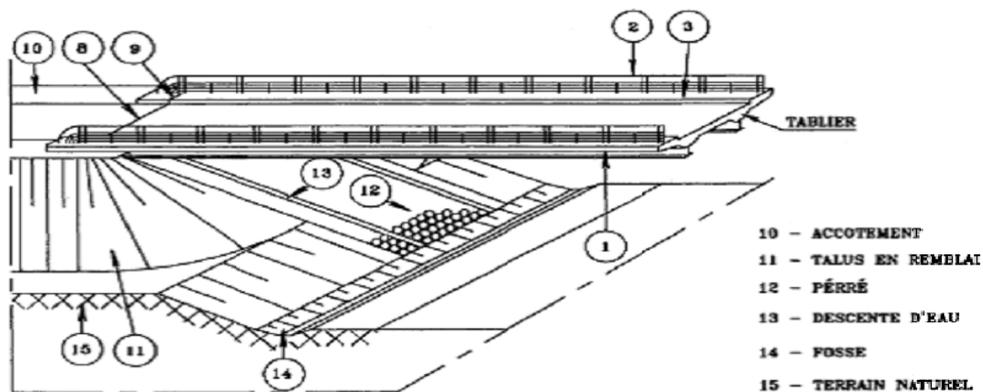


Fig. II .8.les éléments de protection [8].

II.3. Pré dimensionnement du tablier :

II.3.1. Caractéristiques géométriques :

La détermination des caractéristiques géométriques des éléments porteurs se fera suivant les règles de pré dimensionnement [7].

a) Epaisseur de la dalle.

Le choix de l'épaisseur de la dalle se fait selon les points suivants :

- La largeur des encorbellements.
- La présence de trottoirs ou des équipements (corniche, caniveaux....).
- La nature des charges d'exploitation (militaire, exceptionnel...).

Donc les valeurs de l'épaisseur à prendre :

- e_p varie de 20 cm à 25 cm pour la partie en console.
- e_p égale à 25 cm à mi travée.

1) Poutre principale :

Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur(l) du tablier et l'entre axe(a) [7] :

$$\text{➤ } N=l/a$$

$$l= 9.20 \text{ m}$$

On fixe l'espacement : $a = 5 \text{ m}$

$$N= 9.20/5=1.848$$

$$\text{➤ } N = 2\text{poutres.}$$

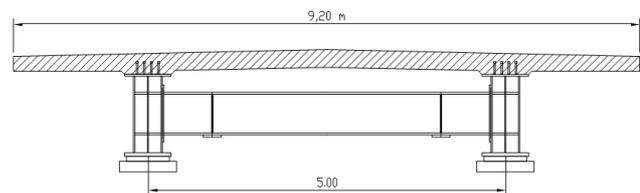


Fig. II.9. Coupe transversale du tablier

Le pré dimensionnement est fait pour les éléments de l'ouvrage: poutre en I, poutre en caisson, entretoise et béquilles.

2) Pré dimensionnement des poutres :

Nous avons deux types de poutres : Poutre en I et poutre en caisson

a) Poutre en I :

Les poutres sont composées d'une âme, une semelle supérieure et une semelle inférieure qui seront pré dimensionnées ci-dessous :

Hauteur de la poutre en I est donnée [7] :

$$\text{➤ } L/28 \leq h_w \leq L/22$$

On a la longueur: $L=27.8\text{m} \Rightarrow 27.8/28 \leq h_w \leq 27.8/22 \Rightarrow 0.99 \leq h_w \leq 1.26$

➤ On prend la valeur de l'élanement : $h_w=1.15\text{m}$

L'âme de la poutre :

L'épaisseur de l'âme dépend :

- ❖ 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 visibles de l'extérieur).

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme [7] :

$$t_w \geq 0.005h.$$

$$V/(hw \times t_w) \leq 100\text{N/mm}^2 \text{ En état limite de service.}$$

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

On prend :

➤ $t_w=20\text{mm}$.

Semelle :

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et les charges d'exploitation données par les conditions :

- ❖ de résistance.
- ❖ d'instabilité.

La condition d'usinage et de voilement local conduisent en général à [7]:

- $400 \leq b \leq 1300 \text{ mm}$.
- $b/t \leq 30$ pour l'acier d'E360 à l'E355

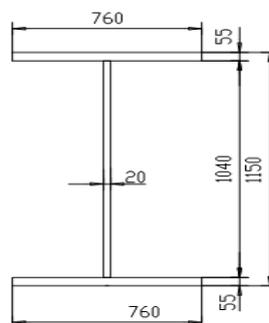


Fig. II.10. Section de la poutre en I

Ces valeurs sont déterminées par le tableau II.1

Tableau .II.1. Les largeurs des semelles en fonction de la portée [7].

Portée en (m)	Largeur de la semelle supérieur b_s	Largeur de la semelle inférieur b_i
< 30	400	500
30 à 50	500	500 à 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

On prend :

- Semelle supérieure : $b_s=760\text{mm}$; $t_s=55\text{mm}$
- Semelle inférieure : $b_i= 760\text{mm}$; $t_i=55\text{mm}$.

b) Poutre en caisson (au niveau du béquille) :

On prend la valeur de : $h_w=1.15\text{m}$

L'épaisseur minimale de l'âme : $t_w \geq 0.005h$

Alors :

- $t_w=25\text{mm}$

Semelle :

On prend :

caisson

- Semelle supérieure : $b_s=760\text{mm}$; $t_s=60\text{mm}$
- Semelle inférieure : $b_i= 760\text{mm}$; $t_i=60\text{mm}$

c) Entretoise [7] :

L'espace des entretoises est en général d'environ 5 Mètres.

- On prévoit un **IPE 600**.

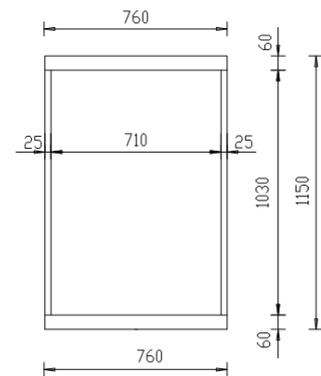
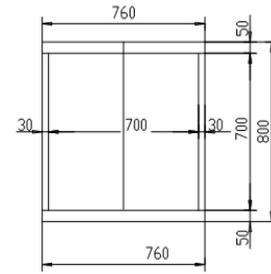


Fig. II.11. Section de la poutre

d) Béquilles [7] :

- On prend la valeur de : $h_w=0.8m$
- l'épaisseur de l'âme : $t_w=30mm$
- Semelle supérieure : $b_s=760mm$; $t_s=50mm$
- Semelle inférieure : $b_i= 760mm$; $t_i=50mm$

**Fig. II.12. Section du béquille**

Après le dimensionnement des éléments de l'ouvrage, nous procédons à la détermination de leurs caractéristiques géométriques.

e) Les caractéristiques géométriques :

Sont indiquées dans le tableau ci-dessous les caractéristiques géométriques de la section d'acier :

Tableau. II.2. caractéristiques géométriques.

	Elément	S_i $\times 10^2$ [mm ²]	Y_i [mm]	$S_i \times Y_i$ $\times 10^6$ [mm ³]	D_i [mm]	I_{xxiG} $\times 10^6$ [mm ³]	I_{xxi} $\times 10^{10}$ [mm ⁴]
I	760x55	418	1122.5	46.9205	547.5	10.54	1.25
	1040x20	208	575	11.96	0	1880	0.188
	760x55	418	27.5	1.1495	547.5	10.54	1.25
	Σ	1044	-	-	-	-	2.69
Caisson	760x60	456	1120	-	545	13.68	1.35
	(1030x25)	257.5	575	-	367.5	2276.51	0.575
	(1030x25)	257.5	575	-	367.5	2276.51	0.575
	760x60	456	30	-	545	13.68	1.35
	Σ	1427	-	-	-	-	3.85
Béquille	760x50	380	775	-	375	7.91	0.535
	(700x30)	210	400	-	365	857.5	0.365
	(700x30)	210	400	-	365	857.5	0.365
	760x50	380	25	-	375	7.91	0.535
	Σ	1180	-	-	-	-	1.8

II.4. Conclusion :

Pour notre ouvrage nous proposons un pont à tablier mixte bipoutre à entretoises car la largeur du tablier est de 9.24 m. La dalle va reposer sur les poutres et sur les entretoises distantes de 5.6 mètres.

Caracteristiques des matériaux

III.1. Introduction :

En matière de génie civil (acier, béton,...), le choix des matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, on donnera ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés :

III.2. Béton armé :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_c28 , et sa masse volumique normale qui est de l'ordre de 2500 Kg/m^3 .

III.2.1. Résistance à la compression :

Désignée par f_c28 (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm^2 , dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm^2 . Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 30 MPa .

Pour la dalle [9] :

$$f_{cj} = \begin{cases} 30 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_c28 \log (j+1) \text{ MPa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

III.2.2. La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les règles BAEL par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa) [9].}$$

Pour notre ouvrage, on a une résistance à la traction

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \quad \text{Pour la dalle}$$

III.2.3. Module de déformation longitudinale du béton (E) :

❖ Le module de déformation instantanée : (courte durée)

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa) [9].}$$

Donc :

$$E_i = 34179.56 \text{ MPa} \quad \text{Pour la dalle}$$

❖ le module de déformation différée : (longue durée)

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa) [9].}$$

Donc :

$$E_v = 11496.76 \text{ MPa} \quad \text{Pour la dalle.}$$

III.2.4. Coefficient de poisson : ν

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient de poisson du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0.3, mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0.2, quand au cas d'un béton fissuré ν devient nul.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes [9] :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{Zone non fissurée (ELS).} \\ 0 & \text{Zone fissurée.} \end{cases}$$

III.2.5. Contrainte ultime de compression[9]:

Etat limite ultime « E.L.U » :

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à Etat limite ultime notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b = coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

Le coefficient θ est fixé à [9] :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de} \\ & \text{L'action considérée est } t \geq 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{Lorsque } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{Lorsque } t \leq 1 \text{ heures.} \end{cases}$$

III.3. Les aciers :

III.3.1. Aciers pour la charpente :

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales, des plaques, des remplissages de liaison, présentent les caractéristiques suivantes :

Tableau .III.1. Caractéristiques de résistance d'acier pour la charpente[11].

Type de profil	Type d'acier	La contrainte Limite élastique f_y (MPa)	La 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	335	500

III.3.2. Acier pour armature :

Le type des aciers utilisés pour le béton, sont des armatures à haut adhérence de nuance FeE40 [9].

Avec :

Une contrainte limite élastique $f_y = 400\text{MPa}$.

La contrainte de rupture $f_u = 480\text{MPa}$.

III.3.2.1. Les caractéristiques de calcul :

❖ La limite d'élasticité

Dans les calculs à l'état limite ultime, on introduit le coefficient de sécurité γ_s tel que [9] :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ Pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,5 \text{ Pour la situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

❖ La contrainte limite de traction :

Tableau .III.2. : Limitation des contraintes admissibles dans l'acier [9].

Etat de fissuration	ELS	$\eta = 1$ pour RL $\eta = 1,6$ pour HA
Peu nuisible	Rien à vérifier	
Préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f t j} \right]$ (MPa)	
Très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f t j} \right]$ (MPa)	

❖ Module d'élasticité de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

❖ Diagramme contrainte-déformation.

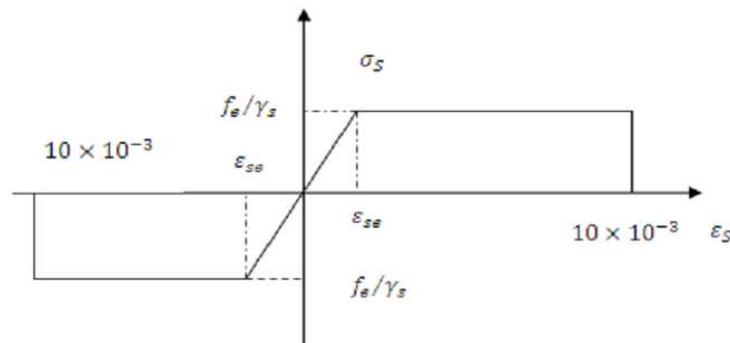


Fig. III.1. Diagramme contrainte –déformation [9].

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.

III.4. Conclusion :

- Le béton utilisé a une résistance à la compression à 28 jours f_{c28} 30 MPa et une masse volumique de 2500 Kg/m^3 .
- Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures à haut adhérence de nuance FeE40.
- Les poutres principales ont été réalisées avec des tôles et des plaques de type S355.

Charges et surcharges

IV.1. Introduction :

Ce chapitre porte sur 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 du trafic et les surcharges des trottoirs).

IV.2. Charges permanentes :

IV.2.1. Poids propre de dalle :

La dalle a une épaisseur de 0,25 m et de largeur de 9 m cela conduit a une section de la dalle A_{dalle}

$$A_{dalle} = 0,25 \times 9 = 2,25 \text{ m}^2$$

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

A_{dalle} : L'aire de la dalle.

P_{dalle} : Poids propre de la dalle.

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

Alors la charge permanente due au poids propre $P_{dalle} = 5,625 \text{ t/ml}$

IV.2.2. Charge permanente complémentaire :

❖ Corniches :

$$A_{corniche} = 0,31 \text{ m}^2$$

$$P_{corniche} = 2 \times 0,31 \times 2,5 = 1,55 \text{ t/ml}$$

❖ Glissières de sécurité :

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

❖ Bitumage :

$$P_{revetement} = \gamma_{bitume} \times A_{revetement}$$

$$P_{revetement} = 0,08 \times 7 \times 2,2 = 1,23 \text{ t/ml}$$

$$\gamma_{bitume} = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$A_{revetement} = 0,08 \times 7 = 0,56 \text{ m}^2$$

❖ Les gardes corps :

Le poids du garde corps est $P = 0,1 \text{ t/ml}$

Le poids du garde corps pour les deux trottoirs $P = 0,1 \times 2 = 0,2 \text{ t/ml}$

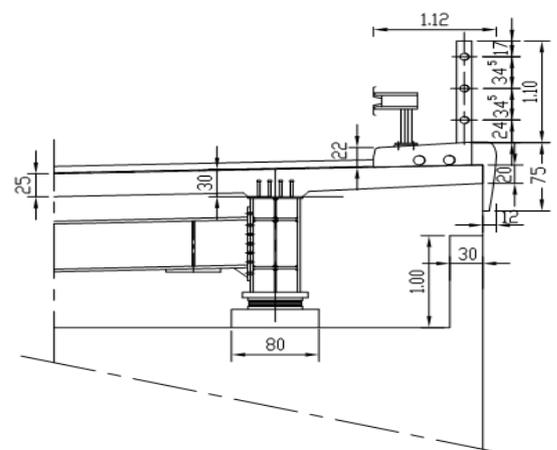


Fig. IV.1. :Detail du Trottoir

Alors les masses des charges complémentaires :

Tableau.VI.1. la charge totale des éléments non porteurs

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

IV.3. Charges climatiques :

➤ Charge thermique :

a) Variations linéaires :

La différence de température est prise en compte comme suit: $\Delta T = \pm 65^\circ\text{C}$; le coefficient de dilatation du béton armé est pris égal à $\alpha = 1,1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. Les variations linéaires de température ont une influence seulement sur le calcul des joints, parce que le tablier n'est pas sollicité de façon significative [2].

b) Gradient thermique

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'une différence de température entre la dalle en béton et la poutre en acier de $\pm 8^\circ\text{C}$, avec prise en compte du module instantané de déformation longitudinale du béton [2].

➤ Charge du vent :

L'application du [2] amène à prendre en considération la valeur de pression de vent égale à 2 KN/m^2 , le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe frappée.

IV.4. Les surcharges d'exploitation :

En ce qui concerne les charges d'exploitation on se rapporte à [12]. Les charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage qui sont :

Charges routières nominales :

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

Charges routières à caractère particulier :

- Charges militaires ($M_{c120}, M_{c80}, M_{e120}, M_{e80}$) ;
- Convoi exceptionnel (convoi D et E) ;

Charges dues aux effets du séisme et du vent.

IV.4.1. Détermination de la classe du pont routier :

a. La Largeur rouable (l_r) :

Définit comme étant la largeur comprise entre deux dispositifs de sécurité ou deux bordures [2].

$$l_r = 9,24 - (2 \times 1,12) = 7 \text{ m}$$

b. La largeur chargeable (l_s) :

La largeur chargeable l_s se déduit de la largeur rouable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe [2].

$$l_s = l_r = 7 \text{ m}$$

c. Nombre des voies de circulation :

Par convention, une chaussée comporte un nombre de voies de circulation noté (N), égal à la partie entière du quotient par trois de leur largeur chargeable exprimée en mètres [2].

$N = E(l_s/3, 5)$ Excepté pour $5\text{m} \leq l_s < 6\text{m}$ on prend $N = 2$ du fait que notre ouvrage a une largeur chargeable de 7 m alors il comporte 2 voies de circulation.

d. Largeur d'une voie :

Par convention, la largeur d'une voie de circulation d'une chaussée notée l_v est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voie [2].

$$l_v = \left(\frac{l_s}{N}\right) = (7/2) = 3.5\text{m}$$

e. Classe du pont :

On distingue trois classes de pont, en fonction de leur largeur roulable :

Tableau .IV.2. Classe du pont en fonction de la largeur roulable [12].

Classe du pont	la largeur roulable (l_r)
1	$l_r \geq 7\text{m}$
2	$5.5\text{m} \leq l_r < 7\text{m}$
3	$l_r < 5.5\text{m}$

On a :

$l_r = 7\text{m}$, donc notre ouvrage est classé dans la 1^{ère} classe.

IV.4.2. Charges de la chaussée :

Les différents systèmes de charges susceptibles d'être appliqués sur notre ouvrage sont :

IV.4.2.a. Système de charge A :

Ce système de charge est applicable à tous les ponts dont les portées unitaires ne dépassent pas 200 m, c'est une charge uniforme d'intensité [2]:

$$A = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot A(L).$$

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12) \dots\dots\dots (\text{kg/m}^2).$$

Avec :

L : Longueur chargée en mètre.

α_1 : Coefficient fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

α_2 : Coefficient fonction de la classe du pont et de la largeur de la voie.

Calcul du système de charge A :

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12)$$

$$A = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot A(L) \cdot N \cdot l_v \dots\dots\dots (A \text{ donnée par unité de longueur})$$

$$\alpha_2 = \frac{l_0}{l_v} \text{ Tel que } (l_0 = 3.5, l_v = 3.5)$$

Les valeurs de α_1 et α_2 sont données dans le tableau. IV.3.

l_v : Largeur chargeable.

N : Nombre de voies chargées.

On rapporte ci-dessous les valeurs de la charge A en fonction du nombre de voies chargées

Travée (L= 38m) :

$$A(38) = 230 + 36000 / (38+12) = 950 \text{ kg/m}^2.$$

Tableau. IV.3.1. les valeurs de la charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A(t /ml)
	α_1	α_2	
2	1.00	1.00	6.65

Travée (L=27m) :

$$A(27) = 230 + 36000 / (27+12) = 1153.077 \text{ kg/m}^2.$$

Tableau. IV.3.2. les valeurs de la charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A(t/ml)
	α_1	α_2	
2	1.00	1.00	8,071

Travée (L=38+27) :

$$A(65) = 230 + 36000 / (65+12) = 697,532 \text{ kg/m}^2.$$

Tableau. IV.3.3. les valeurs de la charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (t /ml)
	α_1	α_2	
2	1.00	1.00	4,882

Travée (L=2×27+38) :

$$A(92) = 230 + 36000 / (92+12) = 576,154 \text{ kg/m}^2.$$

Tableau. IV.3.4. les valeurs de la charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (t /ml)
	α_1	α_2	
2	1.00	1.00	4,033

Travée ($L=2 \times 27$) :

$$A(54) = 230 + 36000 / (54 + 12) = 775,45 \text{ kg/m}^2.$$

Tableau. IV.3.5. les valeurs de la charge A.

Nombre de voies chargées	Coefficients		intensité du système de charges A (t/ml)
	α_1	α_2	
2	1.00	1.00	5,428

IV.4.2.b. Système de charges B :

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

- La surcharge B_c : se compose de camions types.
- La surcharge B_r : se compose d'une roue isolée
- La surcharge B_t : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux ou tandems.

Surcharge B_c :

Elle se compose de camions types de 30 tonnes à trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, dont l'essieu avant de 6 tonnes et les deux essieux arrières de 12 tonnes chacun [2].

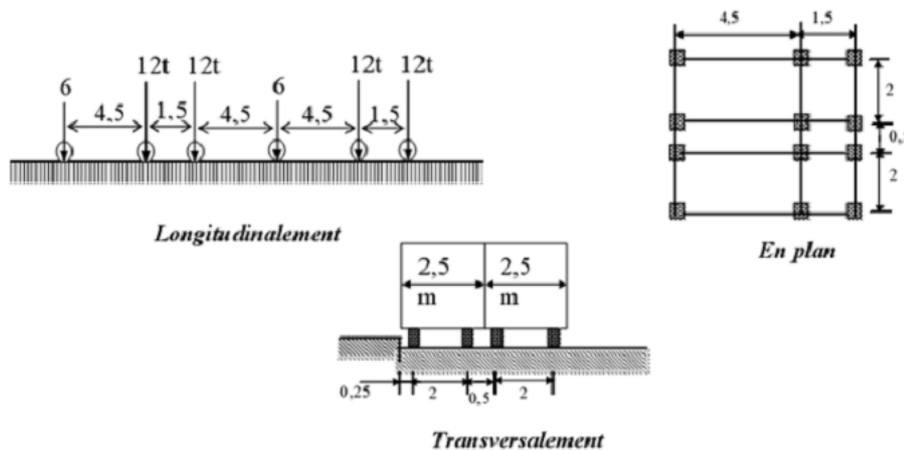


Fig. IV.2. Disposition du système Bc[2].

Les effets du système B_c sont multipliés par un coefficient b_c fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées [2].

Tableau. IV.4.1. Coefficient multiplicateur pour le système B_c.

Classe du pont	Nombre de files				
	1	2	3	4	5
1	1,2	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1	1	-	-	-
3	1	0,80	-	-	-

Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{B_c} = 1 + \alpha + \beta = 1 + 0.4 / (1 + 0.2L) + 0.6 / \left(1 + 4 \frac{G}{S_{B_c}} \right).$$

Avec:

N: Nombre des voies chargées.

G: Poids de tablier considéré.

L: Longueur de tablier chargée.

S_{B_c}: Surcharge due au convoi B_c.

δ_{B_c}: Coefficient de majoration dynamique.

Calcul du système de charge B_c :

$$B_c = 2 \times 30 \times N$$

$$S_{B_c} = B_c \times b_c$$

La travée (L= 38) :

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

Tableau. IV.4.2. les valeurs du système B_c.

Nombre de voies chargées	Coef de pondération b _c	Système de charge B _c	S _{B_c}	Coef de majoration dynamique
2	1,10	120	132	1,100

Surcharge B_t :

Se compose de groupes de deux essieux ou tandems, chaque tandem pesant 16 tonnes, elle est applicable aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe [2].

Disposition :

- Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.
- Pour les chaussées à une voie un seul tandem est disposé.
- Pour les ponts supportant au moins 2 voies deux tandems au plus.

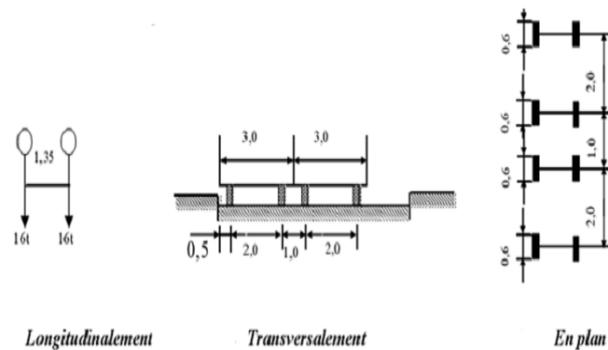


Fig. IV.3. Disposition du système B_t [2].

La surcharge B_t est pondérée par b_t

- ❖ $b_t = 1.2$ pour les ponts de 1^{ère} classe,
- ❖ $b_t = 1$ pour les ponts de 2^{ème} classe.

Calcul du système de charge B_t :

$$B_t = 2 \times 16 \times N$$

$$S_{B_t} = B_t \times b_t$$

$$\delta_{B_t} = 1 + \alpha + \beta = 1 + 0.4 / (1 + 0.2L) + 0.6 / \left(1 + 4 \frac{G}{S_{B_t}} \right)$$

Avec :

- N : Nombre des voies chargées.
- G : Poids de tablier considéré.
- L : Longueur de tablier chargée.
- S_{B_t} : Surcharge due au convoi B.
- b_t : Coefficient de pondération pour le système de charge B_t

Pour un pont de première classe on a [2] : $b_t = 1.2$

Tableau. IV.5. Les valeurs du système B_t

Nombre de voies chargées	Coef de pondération b_t	Système de charge B_t [tonne]	S_{B_t} [t]	Coef de majoration dynamique
2	1	64	76.8	1.079

IV.4.2.c. Surcharges militaires :

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, il y a lieu de prendre en compte les effets des véhicules types susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que ceux des systèmes A et B [2].

- Les camions militaires sont composés de deux classes : M80, M120.
- Chaque classe se compose de deux systèmes distincts : Me et Mc.

Le système Me :

Se compose d'un groupe de deux essieux, chaque essieu pesant respectivement 22 tonnes et 33 tonnes pour les classes M80 et M120 [2].

Le système Mc :

Se compose de véhicules types à chenilles de poids respectifs 72 tonnes et 110 tonnes pour les classes M80 et M120 [2].

Disposition :

- Sens transversal : un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée.
- Sens longitudinal : le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance entre deux véhicules successifs du convoi est limitée à 30.50m.

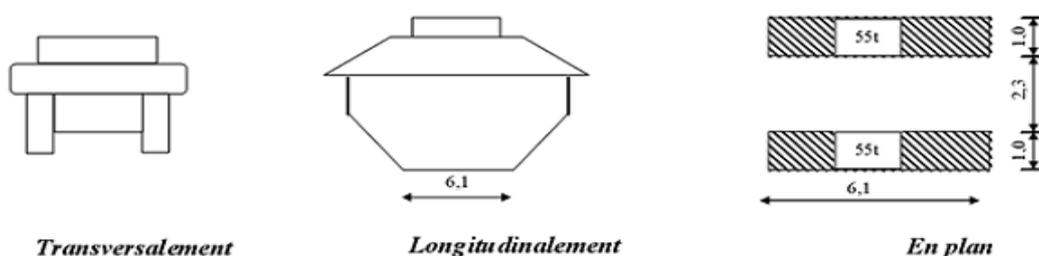


Fig. IV.4. Disposition du système Mc 120 [2]

La distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Donc on dispose un seul véhicule Mc120.

Calcul de surcharge Mc120 :

Un véhicule du type Mc120 comporte 2 chenilles dont les caractéristiques sont [2] :

- ❖ Masse totale de 110 t
- ❖ longueur de chenilles est de 6.10 m
- ❖ largeur de chenille est de 1 m
- ❖ l'entraxe de 3.30 m
- ❖ Surface d'impact de chaque chenille est un rectangle uniformément chargé de 6.10×1.00 m.

δ_{Mc120} : Coefficient de majoration dynamique pour le convoi Mc120.

$$\delta_{Mc120} = 1 + \alpha + \beta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2L) + 0,6 / (1 + 4G/S_{Mc120})$$

Avec :

- G : Poids du tablier considéré.
- L : Longueur du tablier chargé.
- S_{Mc120} : Surcharge due au convoi Mc120.
- δ_{Mc120} : Coefficient de majoration dynamique pour le convoi Mc120.

Travée : L = 38 m

Tableau. IV.6. les valeurs du système Mc120.

Désignation	S_{Mc120} [t]	δ_{Mc120}
Mc120	110	1,092

IV.4.2.d. Convoi exceptionnelles :

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule type susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges A, et B.

Le RCPR précise le type de convoi exceptionnel à prendre en compte ; celui-ci étant exclusif de toute autre charge.

Convoi type D :

Convoi D240 :

Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de largeur et de 18,60 m de longueur.

Disposition :

Le poids du convoi D est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 mètres de large et de 18.6 mètres de longueur [2].

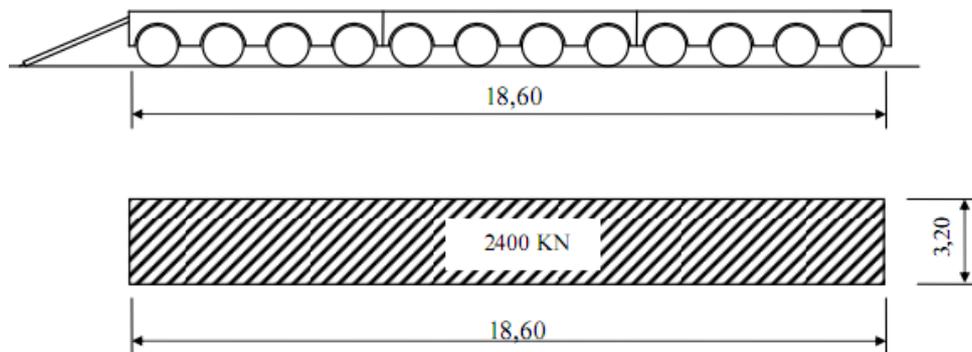


Fig. IV.5 .Disposition du système de charge D240 [2].

Pour le chargement un seul cas est considéré : D =240 tonnes.

$$S_D = \frac{240}{18,6} = 12,9 \text{ t / ml}$$

Convoi D280 :

le convoi type D280 comporte deux remorques supportant chacune 1400 kilo newtons, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large de 11 mètres de long, la distance entre axes des deux est de 19 mètres [2].

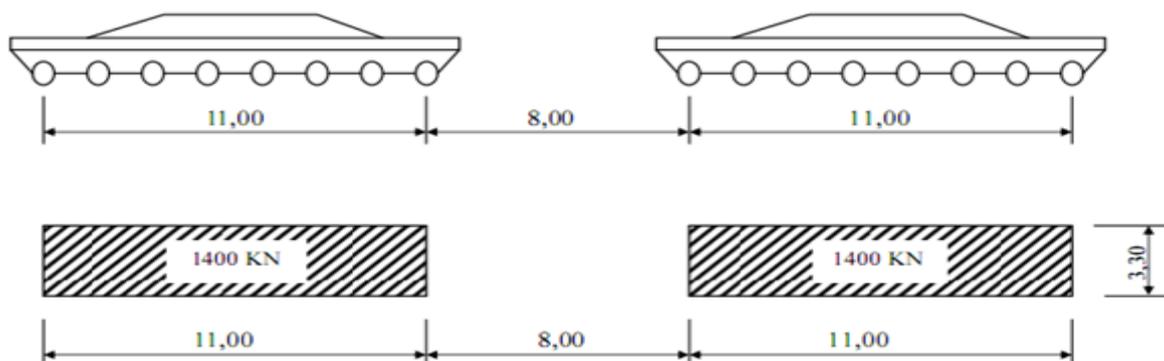


Fig. IV.6 .Disposition du système de charge D280 [2].

IV.4.2.e. Effort de freinage :

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et B_c sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation.

Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée [2].

Calcul l'effort de freinage sous le système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A \times \Omega}{20 + 0,0035 \times \Omega}$$

$$\Omega = L \times L_v \times N$$

$$\Omega = 92 \times 3 \times 2 = 552$$

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12)$$

$$A(92) = 230 + 36000 / (92 + 12) = 576,15$$

$$F = \frac{0,576 \times 552}{20 + 0,0035 \times 552} = 14,49 \text{ t}$$

Avec :

Ω : Surface chargée en m².

F : Force de freinage.

Calcul de l'effort de freinage sous le système de charge B_c :

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, l'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 30 t [2],

D'où :

$$F_{B_c} = 30 \text{ t}$$

IV.4.2.f. Force de frottement parasite des appuis :

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

IV.5. Combinaisons de charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

IV.5.1. Les coefficients de majoration :

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant [2] :

Tableau IV.7. Les coefficients de majoration pour chaque charge [2].

Action	ELU	ELS
Poids propre G	1.35	1
Surcharge A(L)	1.5	1
Système Bc	1.5	1
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
D280	1.35	1
Vent	0.9	1
Surcharge de trottoir	1.5	1
Température	0.9	0.6
Gradient	0.75	1

IV.5.2. Les combinaisons [4]:

Tableau IV.8. Les différentes combinaisons de charges. [2]

Action prépondérante	Combinaison	Numéro de la combinaison
A l'ELU	$1.35G+1.5((A(l)+ST)+0.9\Delta T+0.75\Delta\theta)$	1
	$1.35G+1.5((BC1V+ST)+0.9\Delta T+0.75\Delta\theta)$	2
	$1.35G+1.5((BC2V+ST)+0.9\Delta T+0.75\Delta\theta)$	3
	$1.35G+1.35MC120+0.9\Delta T+0.75\Delta\theta)$	4
	$1.35G+1.35D240+0.9\Delta T+0.75\Delta\theta)$	5
	$1.35G+1.35D280+0.9\Delta T+0.75\Delta\theta)$	6
	$1.35G+1.5((A(l)+ST)+0.9W)$	7
	$1.35G+1.35MC120+0.9W)$	8
	$1.35G+1.35D240+0.9W)$	9
	$1.35G+1.35D280+0.9W)$	10
A l'ELS	$G+A(l)+ST+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta)$	11
	$G+BC1V+ST+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta)$	12
	$G+BC2V+ST+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta)$	13
	$G+MC120+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta)$	14
	$G+D240+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta)$	15
	$G+D280+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta)$	16
	$G+0.6(A(L)+ST)+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta)$	17
	$G+T)$	18
	$G+0.6(BC1V+ST)+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta)$	19
	$G+\Delta\theta)$	20
	$G+W)$	21

IV.6. Conclusion :

Cet ouvrage est de la première classe, il est composé de 2 voies de 3,5 mètres chacune. Il est bordé de glissières de sécurité. Il est calculé sous les systèmes de charge A, B_c, M_c120, le convoi D 240 et D280.

Etude en phase d'exécution

V.1. Introduction :

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis, compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Pour 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.

V.2. La méthodologie de calcul :

L'évaluation des sollicitations pendant les différentes phases de construction du tablier, consiste à déterminer l'effet du poids propre du tablier.

Pour évaluer les sollicitations, on a utilisé un logiciel de calcul (Robot Bat Millénium).

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 1ère phase de construction.
- L'application des charges permanente dues au poids propre de la dalle, qui correspond aux phases de coulage de la dalle (liquide).

V.3. Modélisation :

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

1. une définition de la structure,
2. une définition des différentes sections de l'ouvrage,
3. une définition des conditions d'appuis,
4. le choix de la méthodologie de calcul,
5. la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

Dans notre cas :**a) Modélisation du tablier:**

Pour l'évaluation des sollicitations de chaque phase d'exécution, on a utilisé un modèle en élément poutre (beam) dont :

- La section transversale à une inertie équivalente à la section réelle, et cette section a une inertie constante le long de l'ouvrage.

b) Les conditions d'appuis :

On a considéré :

1. un encastrement au niveau des piles
2. des appuis doubles au niveau des culées.

La figure ci-dessous représente le modèle illustratif pour le calcul de l'ouvrage, avec les conditions d'appui.



Fig. V.1. Modèle de calcul, vue en 3D.

Effet du poids propre du tablier :

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

Méthode de construction :

Les schémas ci-dessous illustrent les différentes phases de construction :

Phase 1 :

Mise en place de la charpente métallique :

Cette phase prévoit un montage complet de la structure métallique en suivant une modalité telle qu'à créé l'état de sollicitation typique de la structure continue sur plusieurs appuis.

Phase 2 :

Elle prévoit :

- La mise en œuvre des prés -dalle des travées C1-P1 et P1-P2 ;
- Le coulage de la dalle des travées c1-p1 et p1-p2 (zone en bleu dans la figure ci-dessous).

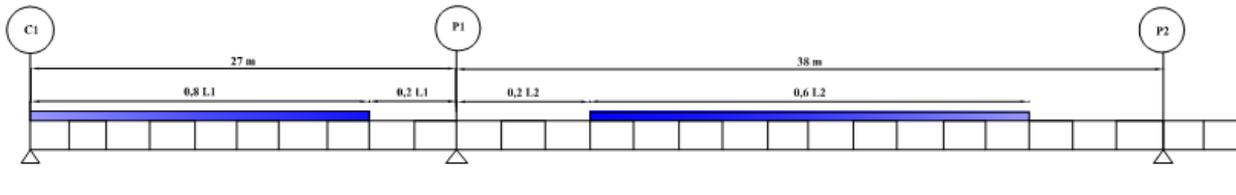


Fig. V.2. Coulage de la dalle dans les travées C1-P1 et P1-P2.

Phase 3 :

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



Fig. V.3. Coulage de la dalle dans la zone d'appui P₁.

Phase 4 :

La phase prévoit :

- La mise en œuvre des pré-dalles de la travée P2 - C2.
- Le coulage de la dalle de la travée P2 - C₂ (zone en bleu dans la figure ci-dessous).

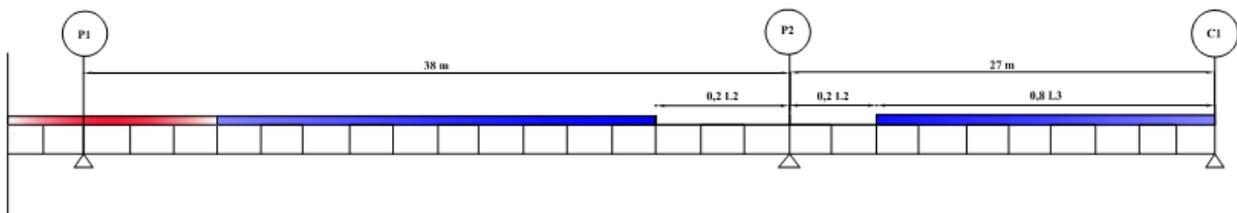


Fig. V.4. Coulage de la dalle dans la travée P2 - C2.

Phase 5 :

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

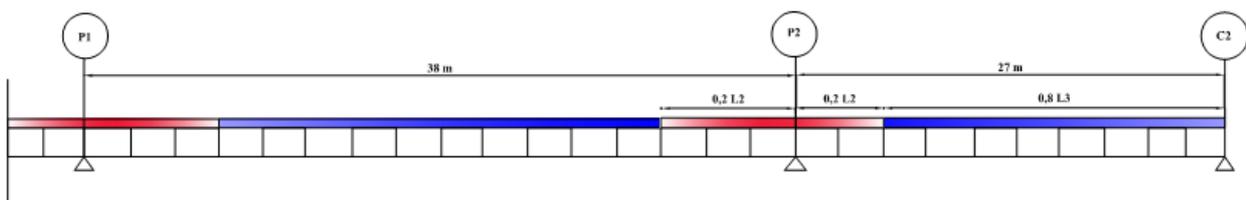


Fig. V.5. Coulage de la dalle dans la zone d'appui P₂.

V.4. Evaluation des sollicitations :

Les sollicitations dues au poids propre du tablier en phase de construction sont calculées par superposition des effets dus à chaque phase de construction, les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.1. Le développement des sollicitations.

Phase de construction		N	Sollicitations		
			M_{\max} (t.m)	M_{\min} (t.m)	T (t)
Mise en œuvre de la charpente métallique		1	76,436	121,921	20,88
Coulage de la dalle	Le coulage de la dalle de la travée C ₁ -P ₁ et P ₁ -P ₂	2	166,66	219,98	44,58
	Le coulage de la dalle en zone d'appui P ₁	3	168,62	238,58	56,60
	Le coulage de la dalle de la travée P ₂ -C ₂	4	170,10	238,13	56,67
	Le coulage de la dalle en zone d'appui P ₂	5	175,14	245,71	58,05

Remarque :

Les diagrammes des sollicitations sont donnés en annexe I.

V.5. Vérification des contraintes pour la poutre en I :

V.5.1. Contraintes normales :

Les contraintes normales à la semelle supérieure et inférieure sont :

- ❖ Contraintes de compression et de traction
- ❖ La contrainte élastique dans l'acier de la poutre est [11]: $f_y = 355 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{M_{max}}{w} = \frac{175,14 \times 10^7}{4,7 \times 10^7} = 37,26 \text{ MPa} < \frac{f_y}{1,15} = 308,69 \text{ MPa}$$

Donc les contraintes normales sont vérifiées.

V.5.2. Vérification au cisaillement de l'âme :

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, la contrainte de cisaillement max de l'âme est [10] :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A}$$

Avec :

T_{max} : Effort tranchant.

A : l'air de l'âme.

$$A = 1040 \times 20 = 20800 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} = \frac{58,05 \times 10^4}{20800} = 27,90 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} [10]$$

$$\text{Donc : } \tau_{adm} = 205 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = 27,90 < 236,66 \text{ MPa}$$

Alors les contraintes de cisaillement sont vérifiées.

V.5.3. Vérification du voilement de l'âme :

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

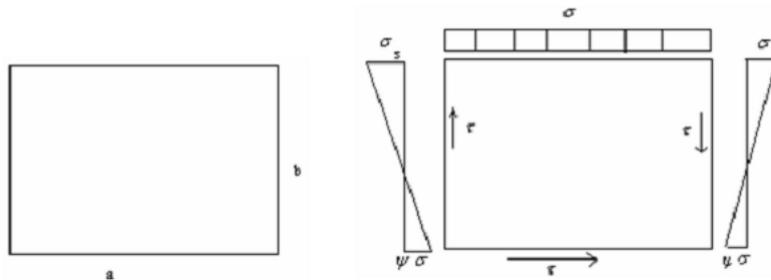


Fig. V.6. Les contraintes dans l'âme de la poutre.

L'âme de la poutre est une plaque de dimensions (a x b) et d'épaisseur (e), elle est délimitée par les semelles et les entretoises.

Avec :

- ❖ a = 5600 mm ;
- ❖ b = 1040 mm ;
- ❖ e = 20 mm ;

Pour La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre, on doit vérifier la condition de stabilité [10]:

$$(S_{\sigma} \times \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right))^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1 \quad [11]$$

Avec :

σ_s : La contrainte de la fibre la plus comprimée.

σ_i : La contrainte de la fibre la plus tendue.

τ : La contrainte de cisaillement.

Tableau. V.2. Récapitulatif des contraintes.

σ_s MPa	σ_i MPa	τ MPa
37,26	37,26	27,90

Calcul des contraintes critiques:

Les contraintes critiques de voilement élastiques sont définies comme suit [10] :

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

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

Avec :

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\nu = 0.3 \text{ (Coefficient de poisson)}$$

Calcul des coefficients :

Calcul de K_{σ} :

$$\Psi = -\frac{\sigma_i}{\sigma_s} = -\left(\frac{37,26}{37,26}\right) = -1$$

On a : $\Psi = -1$

$$K_{\sigma} = 23,9$$

On donne

$$S_{\sigma} = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\psi & \text{Si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{Si } \psi < -1 \end{cases}$$

$$S_{\sigma} = 1$$

Calcul de K_{τ} :

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{5,6}{1,04} = 4,86$$

$$K_{\tau} = \begin{cases} 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \geq 1 \\ 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha < 1 \end{cases}$$

$$K_{\tau} = 5,47$$

$$\tau_{cr} = 1898000 \times (20/1040)^2 \times 5,47 = 3839,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} = 1898000 \times (20/1040)^2 \times 23,9 = 16775,96 \text{ MPa}$$

Alors :

$$(1 \times (3726/16775,96))^2 + (279/3839,5)^2 = 0,577 < 1 \Rightarrow \text{La condition au voilement est vérifiée.}$$

V.5.4. Vérification au déversement :

Le déversement justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte de déversement calculée à partir du moment critique M_{cr} de déversement.

Il sera vérifié selon la méthode proposé[10].

On admet que :

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

Avec :

- ❖ σ_{cr} : contrainte critique de déversement.
- ❖ $\sigma_f \leq f(\sigma_{cr})$: contrainte due à la flexion.

$$f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right) \quad \text{Si } \sigma_{cr} \geq 0.75\sigma_e$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66\sigma_{cr} \quad \text{Si } \sigma_{cr} < 0.75\sigma_e$$

Calcul du moment critique de déversement :

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante [10]:

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

Avec :

l: Portée de la pièce susceptible de fléchir.

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

E: Module de déformation longitudinal ($E=2.1 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$).

G: Module de déformation transversale ($G=8.077 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$).

- ❖ $S_1 = 760 \times 55 = 41800 \text{ mm}^2$
- ❖ $S_2 = 760 \times 55 = 41800 \text{ mm}^2$
- ❖ $S_3 = 1040 \times 20 = 20800 \text{ mm}^2$

Calcul de l'inertie par rapport a l'axe (yy) :

$$I_{yy} = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3}$$

$$I_{yy} = 2 \times ((55 \times 760^3)/12) + ((1040 \times 20^3)/12) = 4,02 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Calcul du moment de torsion k [13]:

$$k = \frac{1}{3} S_4 \cdot (n t_w^2 + \frac{S_1 + S_2}{S_4} t_s^2)$$

$$K = (1/3) \times (20800(2 \times 20^2 + ((41800/20800) \times 55^2))) = 4,76 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Calcul des coefficients m_1 et m_2 :

Le coefficient m_1 dépend :

1. Des conditions d'appui de la poutre aux extrémités.
2. De la disposition des charges.

Le coefficient m_2 est fonction du paramètre α :

Sur l'ail supérieur de la semelle [13]:

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

Sur l'ail inférieur de la semelle [13] :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} + \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

Le coefficient m_2 :

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$$

Avec :

$$\alpha^2 = \frac{4G.K}{E.I_{yy}} \left(\frac{L}{b}\right)^2$$

$$\alpha^2 = \frac{4 \times 8,077 \times 10^3 \times 4,76}{21 \times 10^3 \times 4,02 \times 10^9} \times \left(\frac{5600}{1040}\right)^2 = 0,52$$

$$m_1 = \sqrt{1 + \frac{3,14}{0,52} + \frac{1,45}{0,72}} = 16,64$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{3,14}{0,52}} = 2,65$$

Calcul du moment de déversement [13]:

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

$$M_{cr} = \frac{16,64 \times 2,65}{5600} \sqrt{8,077 \times 10^3 \times 7,03 \times 10^9 \times 21 \times 10^3 \times 4,76 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 6,71 \times 10^{10} \text{ kg.mm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W_d} = \frac{6,71 \times 10^{10}}{4,7 \times 10^7} = 1427,65 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{cr} \geq 0,75 \sigma_e = 0,75 \times 36 = 27 \text{ kg/mm}^2$$

$$f(\sigma_{cr}) = 36 \times \left(1 - 0,375 \times \frac{36}{1427,65}\right) = 35,65 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W}$$

$$\sigma = \frac{175,14 \times 10^6}{4,7 \times 10^7} = 3,72 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma = 3,72 < 35,65 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow \text{Condition de déversement est vérifiée.}$$

V.6. Vérification des contraintes pour la poutre en caisson :

V.6.1. Contraintes normales :

Les contraintes normales à la semelle supérieure et inférieure sont :

- ⊗ Contraintes de compression et de traction
- ⊗ La contrainte élastique dans l'acier de la poutre est : $f_y = 355 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{M_{max}}{w} = \frac{175,14 \times 10^7}{6,7 \times 10^7} = 26,14 \text{ MPa} < \frac{f_y}{1,15} = 308,69 \text{ MPa}$$

Donc les contraintes normales sont vérifiées.

V.6.2. Vérification au cisaillement de l'âme :

$$\tau_{\max} = T_{\max} / A \quad [10]$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant max.

A : l'aire de l'âme.

$$A_{\text{ame}} = 1030 \times 25 \times 2 = 51500 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{58,05 \times 10^4}{51500} = 11,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = (2/3) \cdot 360 = 240$$

$$\tau_{\max} < \tau_{\text{adm}} \quad \Rightarrow \quad \text{Contrainte de cisaillement est vérifiée}$$

V.6.3. Vérification du voilement de l'âme :

- ❖ a = 9000 mm
- ❖ b = 1030 mm
- ❖ e = 25 mm

Pour la vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre, on doit vérifier la condition de stabilité [10] :

$$(S_{\sigma} \cdot (\sigma / \sigma_{cr}))^2 + (\tau / \tau_{cr})^2 \leq 1,8$$

Calcul des contraintes critiques [10]:

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

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

Avec :

$$E = 2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$\nu = 0,3$ (Coefficient de poisson)

Calcul des coefficients :

Les coefficients de voilement K_{σ} et K_{τ} sont données selon le type de sollicitation et les conditions de bord [10].

Calcul de K_{σ} :

$$\psi = -(\sigma_i / \sigma_S) = -1;$$

On a $\psi = -1$

$$K_{\sigma} = 23,9$$

On donne [11]

$$S_{\sigma} = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\psi & \text{Si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{Si } \psi < -1 \end{cases}$$

$$S_{\sigma} = 1$$

Calcul de K_{τ} [11]:

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{9}{1.03} = 8.74$$

$$K_{\tau} = \begin{cases} 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \geq 1 \\ 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha < 1 \end{cases}$$

$$K_{\tau} = 5.39$$

$$\ast \tau_{cr} = 1898000 \times (25/1030)^2 \times 5.39 = 6026.8 \text{ MPa}$$

$$\ast \sigma_{cr} = 1898000 \times (25/1030)^2 \times 23.9 = 26723.9 \text{ MPa}$$

Alors :

$$(1 \times (26.14/26723.9))^2 + (11.27/6026.8)^2 = 4.10^{-6} < 1 \Rightarrow \text{La condition au voilement est vérifiée.}$$

V.6.4. Vérification au déversement :

Calcul du moment critique de déversement :

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante [10] :

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E I_y G K}$$

$$S_1 = 760 \times 60 = 45600 \text{ mm}^2$$

$$S_2 = 2 \times (1030 \times 25) = 51500 \text{ mm}^2$$

$$S_3 = 760 \times 60 = 45600 \text{ mm}^2$$

Calcul de l'inertie par rapport à l'axe (yy) :

$$I_{yy} = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3} + I_{G4}$$

$$I_{G1} = 219488000$$

$$I_{G2} = 3.5 \cdot 10^9$$

$$I_{G3} = 219488000$$

$$I_{G4} = 3.5 \cdot 10^9$$

$$I_{yy} = 2 \times (3.5 \cdot 10^9) + 2 \times (21948000) = 1.34 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Calcul du moment de torsion k [13] :

$$k = \frac{1}{3} S_4 \cdot (n \cdot t_w^2 + \frac{S_1 + S_2}{S_4} t_s^2)$$

$$K = (1/3) \times (51500) (2 \times 25^2 + ((45600/51500) \times 60^2)) = 7.62 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Calcul des coefficients m_1 et m_2 [13] :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} + \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$$

Avec :

$$\alpha^2 = \frac{4 \cdot G \cdot K}{E \cdot I_{yy}} \left(\frac{L}{b} \right)^2$$

$$\alpha^2 = \frac{4 \times 8,077 \times 10^3 \times 7.62 \cdot 10^6}{21 \times 10^3 \times 1.34 \times 10^{10}} \times \left(\frac{9000}{1030} \right)^2 = 0,067$$

Calcul de m_1

$$m_1 = 3.54 \left(\sqrt{1 + \frac{3,24}{0,067}} + \frac{1,45}{0,26} \right) = 44.61$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{3,14}{0,067}} = 12,17$$

Calcul du moment de déversement [10]:

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

$$M_{cr} = \frac{44.61 \times 12,17}{9000} \sqrt{8,077 \times 10^3 \times 1.34 \times 10^{10} \times 21 \times 10^3 \times 7.62 \times 10^6}$$

$$M_{cr} = 2.51 \times 10^{11} \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{2.51 \times 10^{11}}{7.7 \times 10^7} = 3260,27 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{cr} \geq 0.75 \sigma_e = 0,75 \times 36 = 27 \text{ kg/mm}^2.$$

$$f(\sigma_{cr}) = 36 \times \left(1 - 0.375 \times \frac{36}{3260,27} \right) = 35,85 \text{ kg/mm}^2.$$

Calcul σ :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W}$$

$$\sigma = \frac{175,14 \times 10^6}{7.7 \times 10^7} = 2.27 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma = 2.27 < 35,85 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow \text{la condition de déversement est vérifiée.}$$

V.7. Les différentes étapes de réalisation de pont :**a) Construction des appuis (piles, culées) :**

La réalisation des appuis (piles, culées) constitue une étape importante avant la pose de l'ossature métallique.

b) L'assemblage de l'ossature métallique :

L'assemblage de l'ossature métallique comporte en fait deux étapes complémentaires :

- L'assemblage des tronçons par soudage.
- Montage complet de la structure métallique en suivant une modalité telle à créer l'état de sollicitation typique de la structure continue sur plusieurs appuis.
- La mise en place de la structure métallique se fait, par levage à la grue.

c) La dalle :

Le coulage du béton sera effectué par phase sans interruption de coulée à partir du centre du tablier vers les extrémités en encorbellement

V.8. Conclusion :

La section choisie est vérifiée pour les sollicitations durant les phases de construction. Le voilement étant vérifié il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs.

Ainsi, on passe à la vérification des sollicitations en état de service.

Etude en phase de service

VI.1. Introduction :

La détermination du ferrailage de la dalle et l'étude de la section mixte avec ses vérifications à l'état limite ultime (L'ELU) et à l'état limite de service (L'ELS) des contraintes vont être faites. En suite, on va procéder à la vérification des phénomènes d'instabilité élastique après l'évaluation des sollicitations sous différentes charges.

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

VI.2.1. Fonctionnement :

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges aux poutres.

Elle travaille en flexion transversale. On supposera que la dalle transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage.

On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y . On a représenté ci-dessous une vue de dessus de la dalle. (**Fig.VI.1**) :

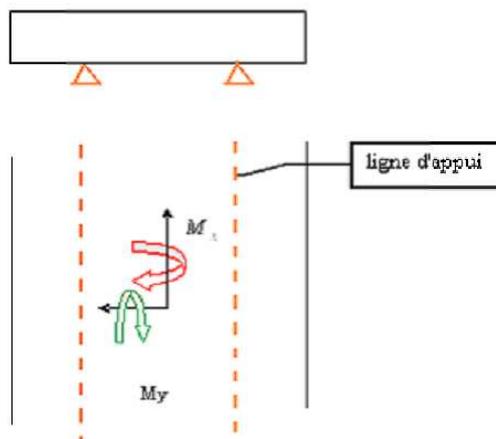


Fig.VI.1. Les sollicitations sur la dalle

- ❖ M_x : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales, (AT)
- ❖ M_y : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales, (AL)

➤ **Calcul des moments :**

On considèrera deux sections pour les calculs des moments (Fig.VI.2) :

- ❖ Section S_1 , encorbellement, au droit de l'appui où les effets de l'effort tranchant sont les plus Importants : ATS (supérieur).
- ❖ Section S_2 , en travée, les moments fléchissant M_y sont les plus élevés en valeur absolue : ATI (inférieur).

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

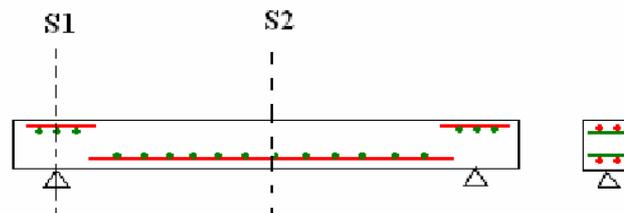


Fig.VI.2. Section transversale de la dalle

Les différents systèmes de charge pris en considération pour l'analyse transversale sont :

A. Charges permanentes :

On établira les efforts pour une tranche de dalle de 1 mètre dans le sens de la longueur et de 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). On notera :

- M_{S_1} et M_{S_2} les moments correspondants.

Bilan des charges s'appliquant à la dalle en béton armé de section (1×0,25) (**Fig.VI.3**) est :

- ❖ Poids propre de la dalle 5,625 t / ml
- ❖ Poids du revêtement 1,23 t/ml
- ❖ Poids de la corniche + glissière de sécurité 1,85 t/ml
- ❖ Poids du garde corps 0,2 t/ml

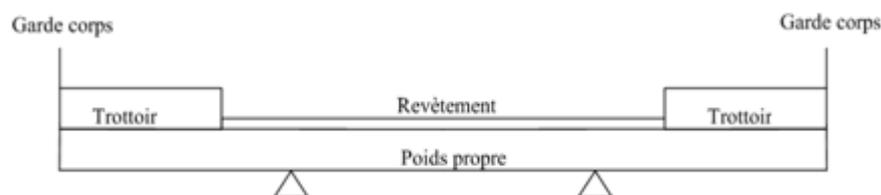


Fig.VI.3. Disposition des charges permanentes sur la dalle

B. Surcharges d'exploitation :

Dans notre cas, nous prendrons les systèmes de surcharge suivants sous lesquels notre ouvrage sera calculé :

- ❖ Système de charge A ;
- ❖ Système de surcharge Bc ;
- ❖ Convoi militaire MC120 ;
- ❖ Surcharge de trottoir ;
- ❖ Convoi exceptionnelle D240 et D280 ;

Afin d'évaluer les sollicitations sous ces différents systèmes de charge, on procédera au calcul automatique à l'aide du logiciel ROBOT Millenium.

C. Diagramme du moment fléchissant :

➤ Cas de charge poids propre :

Le diagramme des moments dû au poids propre du tablier est représenté ci dessous :

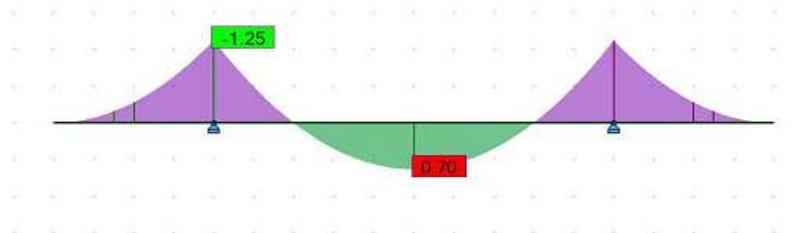


Fig.VI.4. Diagramme de moment du poids propre.

➤ Cas de charge Bc :

Le diagramme des moments dû au système de charge Bc est représenté ci dessous :

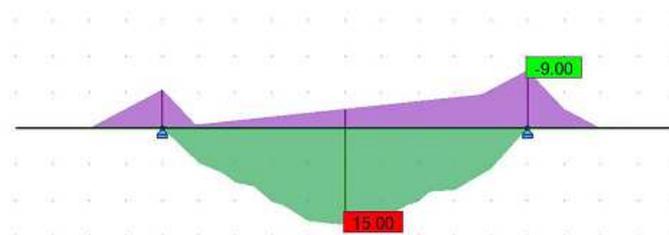


Fig.VI.5 : diagramme de moment de la surcharge Bc

➤ **Cas de charges complémentaires :**

Le diagramme des moments dû au poids propre des éléments complémentaire :



Fig.VI.6. diagramme de moment des charges CCP.

D. Diagrammes de l'effort tranchant :

➤ **Cas de charge poids propre :**

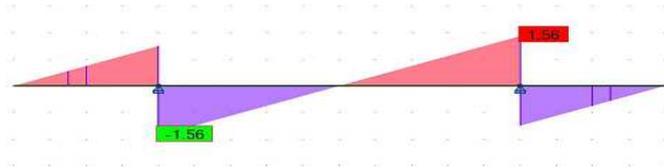


Fig.VI.7 .diagramme de l'effort tranchant du poids propre.

➤ **Cas de charge Bc :**

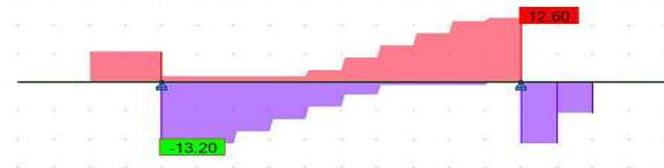


Fig.VI.8.diagramme de l'effort tranchant de la surcharge Bc.

➤ **Cas de charges complémentaires :**

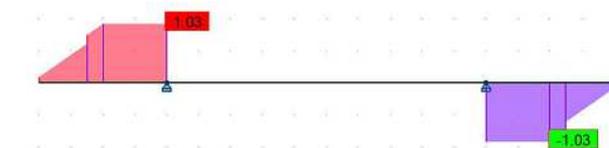


Fig.VI.9.diagramme de l'effort tranchant de charges complémentaires.

A la lumière des résultats obtenus pour les différents systèmes de chargements, le système de chargement Bc est le plus défavorable. Ensuite, on procède au ferrailage de la dalle pour différents états. A cet effet, le calcul a été fait suivant les règles BAEL analytiquement et vérifié à l'aide du logiciel SOCOTEC.

NB : Les diagrammes pour les autres types des surcharges se trouvent dans l'annexe II.

VI.3. Calcul des armatures transversales :

VI.3.1 Combinaisons aux états limites :

A) État limite ultime ELU :

Dans cette étape de calcul on utilisera la combinaison [9]

- ❖ $1.35M_G + 1.5M_Q$
- ❖ $1.35T_G + 1.5T_Q$

Avec :

- ❖ M_G Moment dû aux charges permanentes.
- ❖ M_Q Moment dû aux surcharges de trafic.
- ❖ T_G Effort tranchant dû aux charges permanentes.
- ❖ T_Q Effort tranchant dû aux surcharges de trafic

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant:

Tableau .VI.1. Les moments et efforts tranchants à L'ELU aux sections S1 et S2.

Combinaison	$M_{S1}(t.m)$	$M_{S2}(t.m)$	$T_{S1}(t)$	$T_{S2}(t)$
1.35G+1.5Q	-18.75	24.23	-24.48	0

B) État limite de service ELS :

Pour le calcul des sollicitations à l'état limite de service (ELS), on utilisera la combinaison [9]:

- ❖ $M_G + M_Q$

Les moments pour la vérification à l'ELS sont donnés dans le tableau VI.2

Tableau .VI.2. Les moments à L'ELS aux sections S₁ et S₂.

Combinaison	$M_{S1}(t.m)$	$M_{S2}(t.m)$
G+Q	-11.89	14.61

VI. 4. Calcul du ferrailage dans la section transversale [9]:**VI. 4.1. La section S2 :****Calcul des armatures à L'ELU :**

Le moment dans la section S₂ est $M_{S2} = 24.23 \text{ t.m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.2423}{1 \times 0.22^2 \times 17} = 0.295 \leq \mu_l = 0.48$$

Avec :

- ❖ M_u : moment fléchissant à L'ELU.
- ❖ b : largeur de la section étudiée.
- ❖ f_{c28} : La résistance caractéristique à la compression de la dalle à 28 j.
 $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.45$ sachant que
 $\alpha \geq \alpha_{AB} = 0.259$ pivot B ($\epsilon_{bc} = 3.5\%$; $\epsilon_s < 10\%$)

$$\epsilon_s = \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \times \epsilon_{bc} = 4.28 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_s > \epsilon_{el} = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_S} = 348 \text{ MPa}$$

- ❖ f_e : La résistance élastique de l'acier, est 400 MPa.

La section des armatures dans la nappe inférieure :

$$A_s = \frac{(0.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot f_{bu})}{f_{su}} = \frac{(0.8 \times 0.45 \times 0.22 \times 17)}{348} = 38.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 38.7 \text{ cm}^2 = 8 \text{ HA25/ml}$$

Calcul des armatures à L'ELS :

Le moment dans la section S_2 est $M_{S_2}=14.61\text{t.m}$

On prend le cas de la fissuration préjudiciable, la contrainte admissible des aciers est :

$$\overline{\sigma}_S = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}f_e = 267 \\ \text{Max} \left\{ 0.5f_e = 200\text{MPa}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 215\text{MPa} \right\} \end{array} \right\}$$

Avec :

- ❖ f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression pour la dalle, $f_{c28}=30\text{MPa}$.
- ❖ f_{t28} Résistance caractéristique à la traction mesurée à 28 j, $f_{t28}=2.4\text{MPa}$.
- ❖ η : Coefficient d'adhérence pour les aciers HA, $\eta = 1.6$.
- ❖ $\overline{\sigma}_S$: Contrainte admissible dans l'acier.
- ❖ f_e : Limite d'élasticité dans l'acier, $f_e = 400\text{MPa}$.

$$\overline{\sigma}_S = 215\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_S \cdot \alpha^3 - 3 \overline{\sigma}_S \cdot \alpha^2 - \frac{(6n \cdot M_{\text{ser}} \cdot (\alpha - 1))}{b \cdot d^2} = 0$$

$$215\alpha^3 - 645\alpha^2 - 271.67\alpha + 271.67 = 0$$

$$\alpha = 3.27, \alpha = -0.77, \alpha = 0.50$$

Soit :

$$\alpha = 0.50$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha \cdot \overline{\sigma}_S}{n(1-\alpha)} = \frac{(0.5 \times 215)}{15 \times (1-0.5)} = 14.33\text{MPa}$$

On vérifie la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.33 \leq 0.6 \times 30 = 18 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{(\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc})}{2 \overline{\sigma}_S} = \frac{(0.5 \times 1 \times 0.22 \times 14.33)}{2 \times 215} = 36.66\text{cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{8HA25}$$

On prendra la section des aciers calculée à L'ELU qui est la plus défavorable. On aura donc ces armatures dans la section S_2 .

$A_s=8HA25$

➤ **Calcul d'espacement entre les barres transversales (par mètre linéaire):**

$$E_{AST2} = \frac{100 - (8 \times 2.5)}{8} = 10 \text{ cm}$$

VI. 4.2. La section S1 :

Calcul des armatures à L'ELU :

Le moment dans la section S_1 est $M_{S1} = -18.75 \text{ t.m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{C28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.1875}{1 \times 0.22^2 \times 17} = 0.23 \leq \mu_l = 0.48$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.33$$

$$\alpha \geq \alpha_{AB} = 0.259 \quad \text{pivot B} (\varepsilon_{bc} = 3.5\%; \varepsilon_s < 10\%)$$

$$\varepsilon_s = \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \times \varepsilon_{bc} = 7.1 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{el} = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{(0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu})}{f_{su}} = \frac{(0.8 \times 0.33 \times 0.22 \times 1 \times 17)}{348} = 28.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 28.37 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6HA25 / \text{ml}$

Calcul des armatures à ELS :

Le moment dans la section S_1 est $M_{S1} = -11.89 \text{ t.m}$.

$$\overline{\sigma_s} = 215 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_s} \cdot \alpha^3 - 3 \overline{\sigma_s} \cdot \alpha^2 - \frac{(6n \cdot M_{ser} \cdot (\alpha - 1))}{b \cdot d^2} = 0$$

$$215\alpha^3 - 645\alpha^2 - 221.1 + 221.1 = 0$$

$$\alpha = 3.22, \quad \alpha = -0.65, \quad \alpha = 0.46$$

Soit :

$$\alpha = 0.46$$

$$\sigma_{bc} = \alpha \cdot \sigma_s / n (1 - \alpha) = \frac{(0.46 \times 215)}{15(1 - 0.46)} = 12.2$$

Après la détermination des armatures, on vérifie les contraintes admissibles :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12.2 \leq 0.6 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{0.46 \times 1 \times 0.22 \times 12.2}{2 \times 215} = 28.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6\text{HA}25$$

On prendra la section des aciers calculée à L'ELU qui est la plus défavorable. On aura donc ces armatures dans la section S₁.

Calcul d'espacement entre les barres transversales (par mètre linéaire) [9]:

$$E_{AST2} = \frac{100 - (6 \times 2.5)}{6} = 14 \text{ cm}$$

VI.5. Vérification des armatures minimales [9] :

$$\rho_{smin} = \frac{A_s}{A_b} = 0.5\%$$

Avec :

- ❖ A_s : Section minimale d'armature passive.
- ❖ A_b : La section de béton.

$$A_s = 0.005 \times 25 \times 100 = 12.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale par un mètre linéaire est vérifiée.

VI.6. Calcul des armatures longitudinales :

Les dispositions constructives sont les suivantes :

Le diamètre maximal des armatures est donné [9] par :

$$\varnothing_{max} \leq \frac{h}{10} \dots \dots \text{La section maximale d'une armature vaut } \varnothing_{max}=35\text{mm}$$

On utilisera la règle du tiers [8]

$$ALS \geq ATS/3 \text{ et } ALI \geq ATS/3.$$

- ❖ ALS : Armature longitudinale supérieure
- ❖ ATS: Armature transversale supérieure.
- ❖ ALI: Armature longitudinale inférieure.
- ❖ ATS: Armature transversale inférieure.

Les armatures longitudinales dans la section S₁ :

$$ALS_{S1} \geq ATS_{S1}/3 = 28.71/3 = 9.75 \text{ cm}^2$$

$$ALS_{S1} = 2HA25$$

L'espace (par mètre) :

$$E_{ALS_{S1}} = (100 - (2 \times 2.5))/2 = 47.5 \text{ cm}$$

$$E_{ALS_{S1}} = 47.5 \text{ cm}$$

Les armatures longitudinales dans la section S₂ :

$$ALS_{S2} \geq ATS_{S2}/3 = 38.7/3 = 12.9 \text{ cm}^2$$

$$ALS_{S2} = 3HA25$$

L'espace (par mètre) :

$$E_{ALS_{S2}} = (100 - (3 \times 2.5))/3 = 30.8 \text{ cm}$$

$$E_{ALS_{S2}} = 30.8 \text{ cm}$$

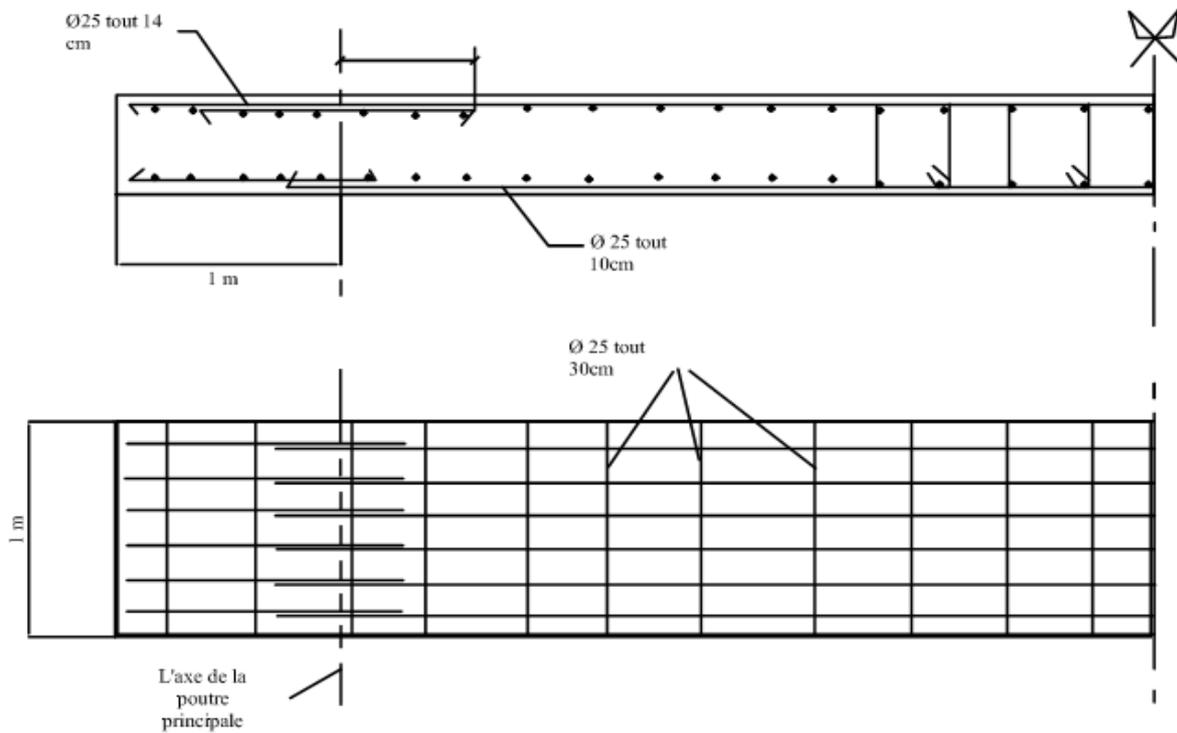


Fig.VI.10. Schéma de ferrailage de la dalle

VI.7. Etude de la section mixte :

VI.7.1. Caractéristiques géométriques de la section d'acier et de béton :

Section d'acier :

Sont indiquées dans le tableau ci-dessous les caractéristiques géométriques des sections d'acier :

Tableau .VI.3. Caractéristiques géométriques.

Coupe transversale	la hauteur de la poutre h(mm)	La hauteur de L'âme h_w (mm)	épaisseur de l'âme t_w (mm)	Plates-bandes supérieure et inférieure (mm)			
				b_s	t_s	b_i	t_i
Poutre en I	1150	1040	20	760	55	760	55
Poutre en caisson	1150	1030	25	760	60	760	60
béquille	800	700	30	760	50	760	50

Section du béton :

La largeur de la dalle participante à la compression est prédéfinie conformément à l’Eurocode [14].

Calcul de la Largeur efficace

La largeur de la dalle collaborante, est donné par:

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

Où:

b_0 : est la distance entre axe de deux connecteurs.

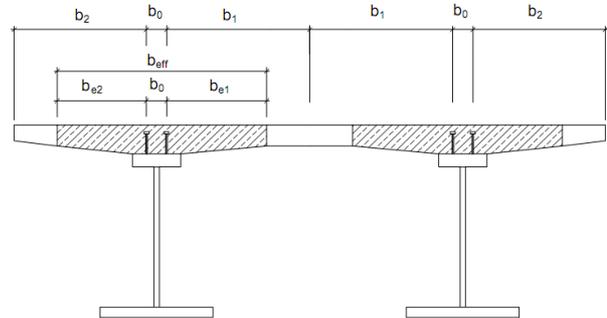


Fig.VI.11.Détermination de la largeur efficace [14].

b_{ei} : est la valeur de la largeur efficace de la membrure de béton de chaque côté de l’âme.

$$b_{e1} = \min(l_e/8, b_1) \text{ et } b_{e2} = \min(l_e/8, b_2)$$

l_e : La distance approximative entre points de moment nul.

La largeur efficace de la dalle d’une poutre continue est calculée selon les valeurs L_e .

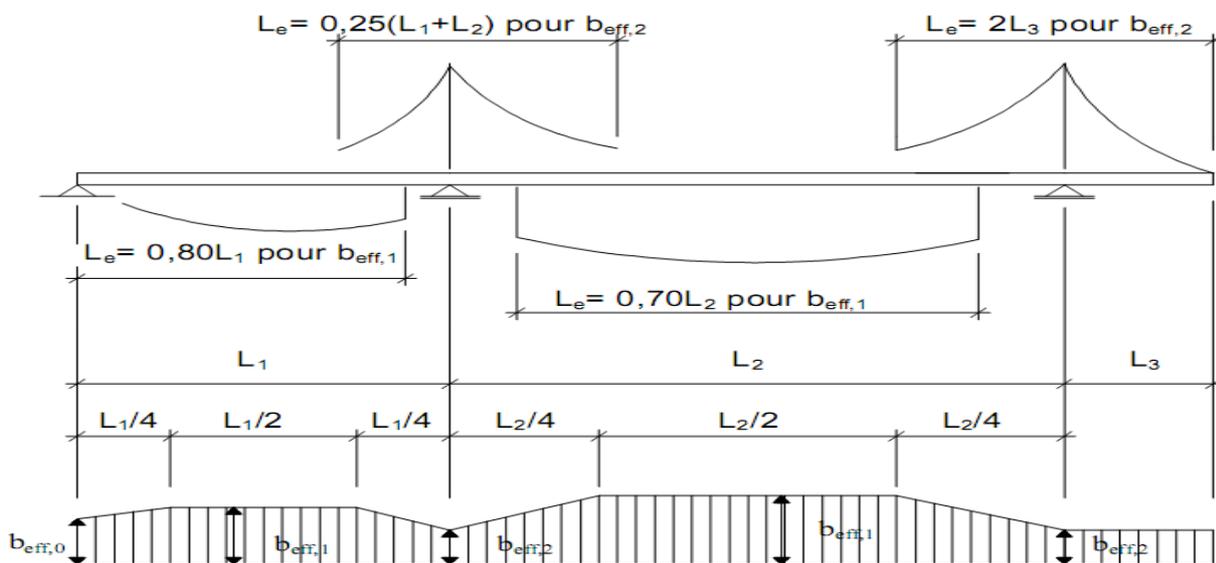


Fig.VI.12.Détermination des portées équivalentes L_e [14]

On aura:

$$l_e = 0.8L \text{ (L longueur de la plus petite travée)}$$

$$b_0 = 0.3\text{m}$$

$$l_e = 0.8 \times 27 = 21.6\text{m}$$

$$b_{e1} = \min(l_e/8, b_1) = b_1 = 2.35\text{m}$$

$$b_{e2} = \min(l_e/8, b_2) = b_2 = 1.85\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 4.5 \text{ m}$$

Les caractéristiques de la section de béton sont données ci après :

Aire de la dalle :

La surface de la dalle S_b est donné par

$$S_b = b_{\text{eff}} \times e \text{ (l'épaisseur de la dalle est égale à 25cm)}$$

$$S_b = 4.5 \times 0.25 = 1252750\text{m}^2$$

Gousset :

$$(860 + 760) \times 5/2 = 4050 \text{ mm}^2$$

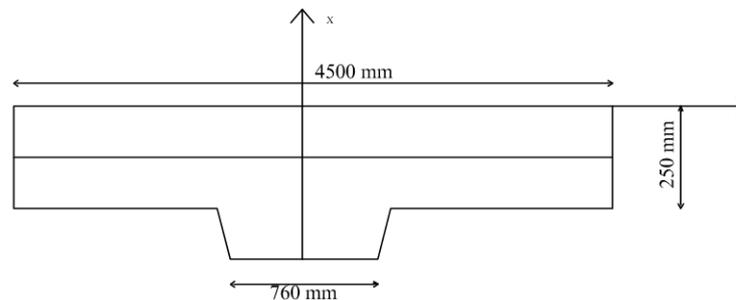


Fig.VI.13. Section du béton

Tableau .VI.4. Caractéristiques géométriques de la section du béton

Elément	$S_i(\text{mm}^2) \times 10^6$	$y_i(\text{mm})$	$S_i \times y_i(\text{mm}^3) \times 10^6$	$D_i(\text{mm})$	$I_{Gi}(\text{mm}^4) \times 10^9$	$I_{xx}(\text{mm}^4) \times 10^9$
La dalle	1.25	125	140.625	3.6	5.87	5.87
Gousset	0.00405	275	0.756	149.64	0.6	0.6
Σ	1252750	-	-	-	-	6.47

VI.7.2. Calcul de la section mixte :

VI.7.2.1. Hypothèses de calcul :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement son comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliqués, pour cela on vérifiera les deux hypothèses suivantes :

- ❖ La liaison entre l'acier et le béton qui est supposée rigide, ainsi, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible ceci est dû à la présence des organes de liaisons 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, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

- Pour l'acier : $(\delta/l)_a = \sigma_a / E_a$
- Pour le béton : $(\delta/l)_b = \sigma_b / E_b$

VI.7.2.2. Détermination des caractéristiques géométriques :

D'après la première hypothèse :

$$(\delta/l)_a = (\delta/l)_b \Rightarrow \sigma_a / E_a = \sigma_b / E_b = n$$

Avec :

- ❖ n : Coefficient d'équivalence variant en fonction de E_b .
- ❖ E_b : Croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

Ainsi afin de tenir compte des variations de E_b , on définit d'abord le coefficient d'équivalence n

Tableau .VI.5 .Valeurs de n correspondant aux sollicitations considérées [15].

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

Inertie d'une section mixte :

Avant de définir l'inertie d'une section mixte, il est nécessaire de prendre la section homogène, on fait intervenir un coefficient d'équivalence défini précédemment, pour remplacer la section de béton par une section équivalente en acier.

Donc la Section homogénéisée :

$$S = S_a + S_b/n$$

Avec :

- ❖ S_a : Section d'acier.
- ❖ S_b : Section du béton.
- ❖ n : Coefficient d'équivalence.

Calcul du centre de gravité de section mixte [10] :

$$\int_S y \, dS = \int_{S_b} y \cdot (dS_b / n) + \int_{S_a} y \, dS_a = 0$$

On a donc :

$$b \cdot (S_b/n) + a \cdot S_a = 0$$

$$a + b = c$$

D'où :

$$a = \frac{S_b \cdot c}{n \cdot S}$$

$$b = \frac{S_a \cdot c}{S}$$

Soient

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 : les distances respectives de G_a et G_b à G , on pose $C = a+b$.

On considère S la section homogène obtenue en remplaçant la section S_b de béton par une section équivalente d'acier I_B/n de même centre de gravité G_b .

Donc l'inertie de la section mixte rapportée à son centre de gravité G [10]:

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a S_b c^2}{n S} = I_a + \frac{I_b}{n} + ab S$$

Avec :

- ❖ I_a : Moment d'inertie de l'acier par rapport G_a .
- ❖ I_b : Moment d'inertie de béton par rapport G_b .
- ❖ I_m : Moment d'inertie de la section mixte rapporté au centre de gravité de la section homogène G.

Sachant que :

a. Section sous forme I :

- ❖ S_a : 104400mm^2
- ❖ S_b : 1252750mm^2
- ❖ I_a : $272.29 \cdot 10^6\text{mm}^4$
- ❖ I_b : $6,47 \cdot 10^9\text{mm}^4$

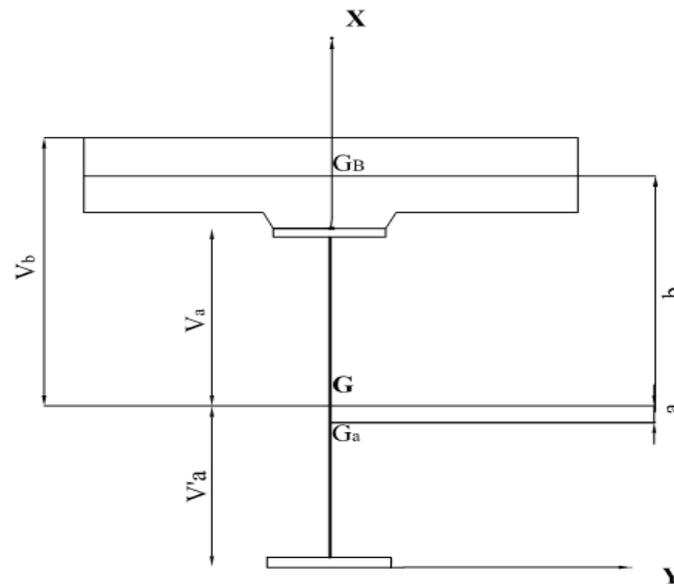


Fig.VI.14 .section mixte acier béton (I)

Caractéristiques de la section sous forme I :

Les caractéristiques de la section mixte sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau .VI.6. Caractéristiques de la section mixte (I).

N	C (mm)	S (mm ²)	a (mm)	b (mm)	I _m (mm ⁴) 10 ¹⁰	V _a (mm)	V _{a'} (mm)	V _b (mm)	W _a (mm ³) 10 ⁸	W _{a'} (mm ³) 10 ⁷	W _b (mm ³) 10 ⁷
∞	746.43	104400	0	746.43	2.69	575	575	875	0.47	4.7	3.07
18	746.43	168427.77	238.75	462.67	4.93	291.24	858.76	591.24	1.69	5.7	8.33
15	746.43	181233.33	316.44	429.98	5.19	258.55	891.45	558.55	2	5.82	9.29
6	746.43	296483.33	483.59	262.83	6.56	91.4	1058.6	391.4	7.17	6.19	16.7

Sachant que :

$$W_b = \frac{I_m}{V_b}; \quad W_a = \frac{I_m}{V_a}; \quad W_{a'} = \frac{I_m}{V_{a'}};$$

$$V_a = b - 250; \quad V_b = b - 150$$

b. Section caisson :

- ❖ S_a : 142700mm²
- ❖ S_{arm} : 5.36 10⁴mm²
- ❖ I_a : 300.926 10⁶mm⁴
- ❖ I_{arm} : 5.36 10⁷mm⁴

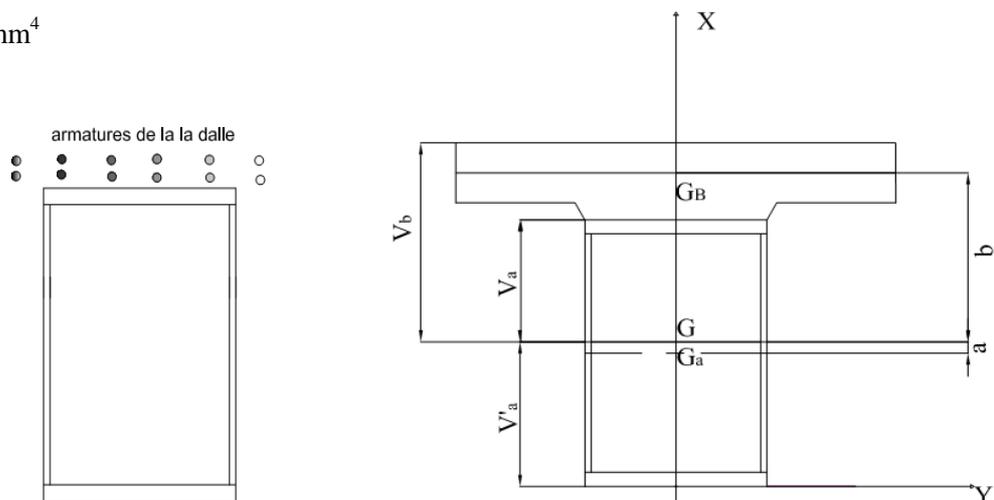


Fig.VI.15. section mixte acier béton (caisson)

Caractéristique de la section sous forme de caisson :

L'inertie de la section mixte rapportée à son centre de gravité G

$$I_m = I_a + A_a d_a^2 + I_{arm} + A_{arm} d_{arm}^2$$

Les caractéristiques de la section mixte sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau .VI.7. Caractéristiques de la section mixte(caisson).

N	C (mm)	S (mm ²)	a (mm)	b (mm)	I _m (mm ⁴) 10 ¹⁰	V _a (mm)	V _a ' (mm)	V _{arm} (mm)	W _a (mm ³) 10 ⁸	W _a ' (mm ³) 10 ⁷	W _{arm} (mm ³) 10 ⁷
∞	746.43	142700	0	746.43	3.85	575	575	875	0.67	6.7	4.4
18	746.43	206727	231.18	515.24	6.31	343.815	806.185	643.8	1.83	7.83	9.8
15	746.43	219533	261.239	485.19	6.63	313.76	836.24	613.7	2.11	7.93	10.8
6	746.43	334783	428.267	318.12	8.41	146.69	1003.31	446.6	5.73	8.38	18.83

$$w_{arm} = \frac{I_m}{V_{arm}}; w_a = \frac{I_m}{V_a}; w_{a'} = \frac{I_m}{V_{a'}}$$

VI.7.2.3. Détermination des effets des sollicitations différées :

L'emploi de 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, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

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

Effet du retrait :

Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton, engendre un état de contraintes interne dans la section mixte.

Soit la déformation du béton dû au retrait ε_r

$$\varepsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$$

Les contraintes apparues à la suite du retrait sont les suivantes :

- ❖ contrainte de traction moyenne dans le béton [9] :

$$\sigma_b = -\varepsilon_r \times E_b \times \frac{A}{S} \times \frac{I_a}{I_m} \quad \text{avec} \quad E_b = \frac{E_a}{n}$$

- ❖ contraintes de compression de la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_b = -\varepsilon_r \times E_b \times \frac{B}{S} \times \frac{(I_a + b S d)}{I_m}$$

- ❖ contrainte de traction de la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_s = -\varepsilon_r \times E_b \times \frac{B}{S} \times \frac{(b S d' - I_a)}{I_m}$$

Avec :

- ❖ d et d' : distances du centre de gravité G_a de l'acier respectivement aux fibres supérieure et inférieure de la poutre métallique.
- ❖ A , B , S : respectivement section de l'acier, du béton et de la section mixte.
- ❖ I_a et I_m respectivement inertie de la poutre métallique et de la section mixte.
- ❖ E_b Module d'élasticité du béton.
- ❖ B : Distance entre le centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

Effet 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, dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0$) état de contraintes dans la section mixte est identique à celui du retrait, dans le cas où la dalle est plus chaude ($\Delta T < 0$) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

Les contraintes dues à la température T sont :

- ❖ contraintes dans le béton : $\sigma_b' = 1/3 \sigma_b$
- ❖ contraintes dans la fibre supérieure de l'acier : $\sigma_s' = 1/3 \sigma_s$
- ❖ contraintes dans la fibre inférieure de l'acier : $\sigma_i' = 1/3 \sigma_i$

VI.7.2.4. Vérification des contraintes :

Evaluation des sollicitations :

Les différents systèmes de charges pris dans notre modélisation sont :

Charges permanentes CP :

- ❖ Poids propre de la dalle 5.625 t/ml
- ❖ Poids propre de la charpente métallique 1,18 t/ml

Charge complémentaires permanentes CCP :

- ❖ Le bitumage 1.24 t/ml
- ❖ Les glissières de sécurité 0.3 t/ml
- ❖ Les corniches 1.55 t/ml
- ❖ Garde corps 0.2 t/ml

Surcharges de trafic :

Les charges roulantes retenues dans notre calcul sont les surcharges A, B, Mc120, D240 et D280.

Afin d'évaluer les sollicitations sous ces différents systèmes de charge, on procède au calcul automatique à l'aide du logiciel ROBOT Millenium. Après les calculs, on a obtenu les diagrammes des moments et des efforts suivants :

A. Diagrammes du moment fléchissant :

➤ Cas de charge poids propre :

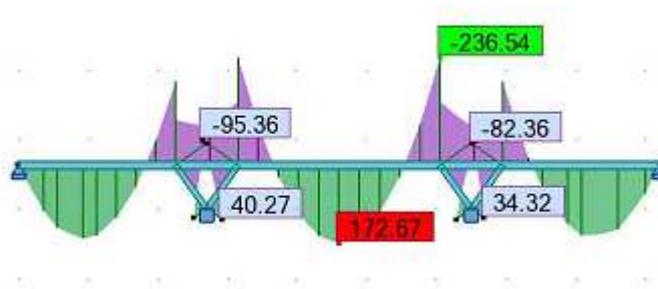


Fig.VI.16. Diagrammes des moments fléchissant dû au CP

✂ Cas de charges complémentaires permanentes :

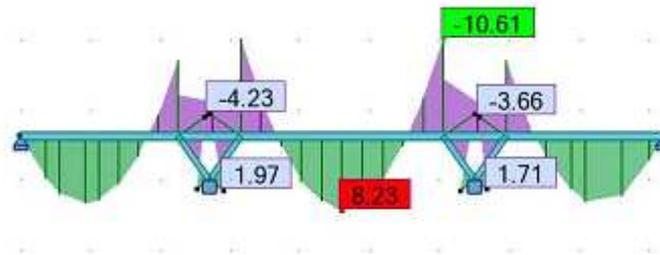


Fig.VI.17. Diagrammes des moments fléchissant dû au ccp

✂ Cas de charge D 240 :

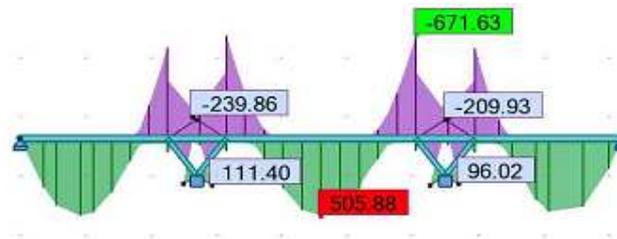


Fig.VI.18. Diagrammes des moments fléchissant dû au D240

✂ Cas de l'effet de température :

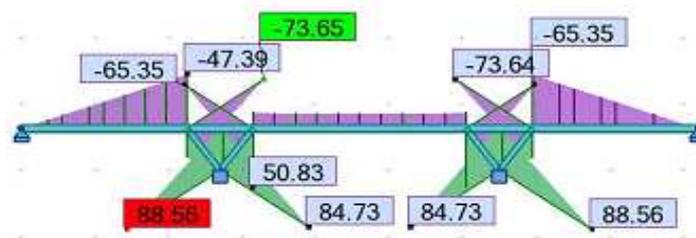


Fig.VI.19. Diagrammes des moments fléchissant dû au ΔT

B. Diagrammes des efforts tranchants :

✂ Cas de charge permanente :

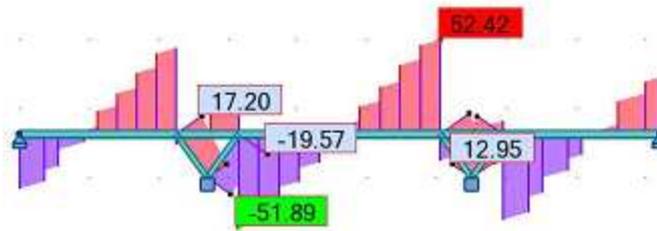


Fig.VI.20. Diagrammes de l'effort tranchant dû au CP :

✂ Cas de charge CCP :

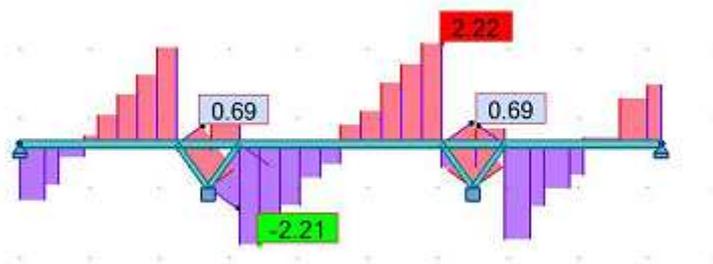


Fig.VI.21. Diagramme de l'effort tranchant dû au CCP :

✂ Cas de charge D240 :

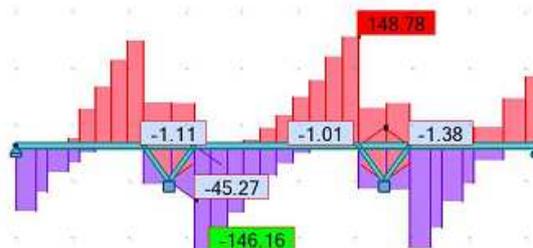


Fig.VI.22. Diagramme de l'effort tranchant dû au D240

NB : Les diagrammes pour les autres types de surcharges se trouvent dans l'annexe III.

Les valeurs des moments maximaux et des efforts tranchants pour chaque cas de charge sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.8. Moment fléchissant max positif à L'ELS.

Charge	Moment (t.m)
CP	172.67
CCP	8.23
D240	505.88
ΔT	50.83

Tableau .VI.9. Moment fléchissant max négatif à L'ELS.

Charge	Moment (t.m)
CP	236.54
CCP	10.61
D240	671.63
ΔT	73.65

Tableau .VI.10. Effort tranchant maximum.

Charge	Efforts tranchant (t)
CP	52.42
CCP	2.22
D240	148.78
ΔT	20.91

Vérifications :

Dans cette étape nous nous intéressons à la vérification des contraintes donnant le moment maximum [15].

- ❖ Pour le moment positif la vérification des contraintes se fait comme suit [9] :

$$\text{Pour le béton : } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5}$$

$$\text{Pour l'acier : } \sigma_b = \frac{\sigma_e}{1.15}$$

- ❖ Pour le moment négatif la vérification des contraintes se fait comme suit:

$$\text{Pour l'acier : } \Sigma \sigma_s < \frac{\sigma_e}{1.15}$$

Pour le béton: $\Sigma \sigma_b$ pas de limitation de contrainte.

La vérification se fait avec les aciers à l'intérieur de la section participante.

$$\Sigma \sigma_{arm} < \min \left\{ \frac{2}{2} f_e, 150\eta \right\} = 24 \text{Kg} / \text{cm}^2 \text{ avec } \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 40 \text{Kg} / \text{mm}^2$$

Avec :

- ❖ f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- ❖ n : Coefficient de fissuration.

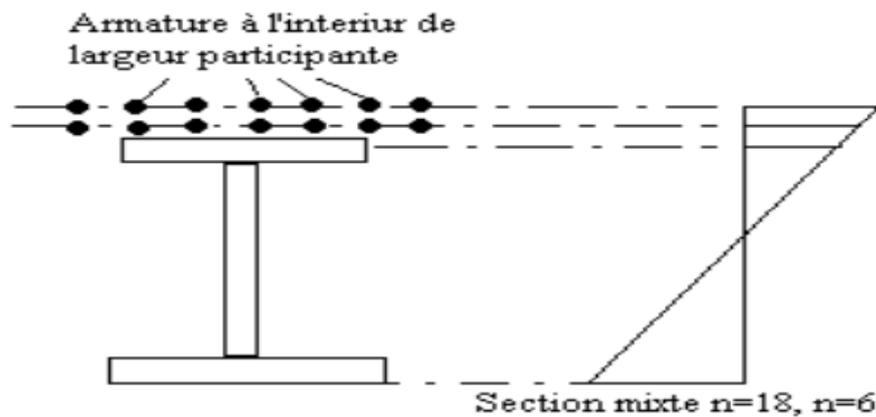


Fig. VI.23. contraintes dans la section mixte (poutre plus armature passive).

VI.7.2.4.1. Vérification de l'âme des poutres :

On procèdera à la détermination des sollicitations internes afin de vérifier les différents éléments.

La poutre en I

La poutre en I sera vérifiée sous l'effet du moment positif:

Détermination des effets des sollicitations internes :

Effet du retrait :

$$\varepsilon_r = 4.10^{-4}$$

$$\sigma_b = \varepsilon_r \times E_b \times \frac{B}{S} \times \frac{I_a}{I_m} \text{ avec } E_b = E_a/n$$

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

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

$$\sigma_b = 1,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 51,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = -12,50 \text{ MPa}$$

Contrainte due à la température :

$$\sigma_b' = 1/3 \sigma_b$$

$$\sigma_s' = 1/3 \sigma_s$$

$$\sigma_i' = 1/3 \sigma_i$$

Pour le moment positif les vérifications se font comme suit :

$$\sigma_s = \frac{\sigma_e}{1,15} = 308,69 \text{ MPa}$$

Les vérifications des contraintes sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau .VI.11. Vérifications des contraintes dues au moment positif à L'ELS

N	Sollicitation	$M^t \times 10^6$ kg .mm	$\sigma_b = M/n.W_b$ (kg/mm ²)	$\sigma_s = M/W$ (kg/mm ²)	$\sigma_i = - M/W'$ (kg/mm ²)
∞	CP	172,67	0	3,69	3,69
18	CCP	8,27	0,0055	0,048	0,14
15	Retrait	-	0,161	5,114	-1,250
	Température	-	0,053	1,70	-0,41
6	D240	505,88	0,50	0,70	8,17
Σ			0,719	11,252	10,31

$$\sigma_b = 0,719 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 1,7 \text{ Kg/mm}^2. \text{ (Contrainte vérifiée).}$$

$$\sigma_s = 11,252 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 30,8 \text{ Kg/mm}^2. \text{ (Contrainte vérifiée).}$$

$$\sigma_i = 10,31 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 30,8 \text{ Kg/mm}^2. \text{ (Contrainte vérifiée).}$$

Vérification de l'âme:**1. Vérification au Cisaillement :**

L'effort tranchant est repris par l'âme, On désigne par τ_{\max} la contrainte de cisaillement maximale [10]:

$$\tau_{\max} = T_{\max} / A$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant max.

A : l'aire de l'âme.

Tableau .VI.12. Effort tranchant maximum

T	T .10 ³ (Kg)
CP	52,42
CCP	2,22
D240	148,78
Σ	203,42

$$A_{\text{ame}} = 1040 \times 20 = 20800 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 203,42 \times 10^2 / 20800 = 97,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} < \tau_{\text{adm}} \quad \Rightarrow \quad \text{Contrainte de cisaillement est vérifiée}$$

2. Vérification au voilement :

On délimitera les panneaux de sorte, que la bordure d'un panneau est supposée rigide et indéformable, et ce même, si des raidisseurs verticaux ou horizontaux sont indispensables pour assurer la stabilité.

Vérification du panneau délimité par les semelles et les entretoises.

- ❖ a = 5600 mm
- ❖ b = 1040 mm
- ❖ e = 20 mm

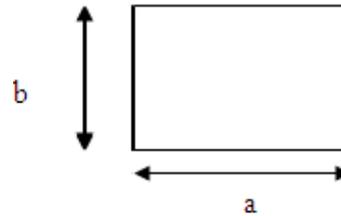


Tableau .VI.13. Récapitulatif des contraintes.

σ_s (kg /mm ²)	σ_i (kg /mm ²)	τ (kg /mm ²)
11,252	10,31	9,78

$$\Psi = - (\sigma_i / \sigma_s) \quad [10]$$

$$\Psi = - (10,31/11,252) = -0,91;$$

On a :

$$-1 < \Psi < 1$$

On vérifie la condition [10]

$$(S_{\sigma} .(\sigma / \sigma_{cr}))^2 + (\tau / \tau_{cr})^2 \leq 1.8$$

Avec :

σ_s : La contrainte de la fibre la plus comprimée.

σ_i : La contrainte de la fibre la plus tendue.

τ : La contrainte de cisaillement.

Calcul des contraintes critiques :

Les contraintes critiques de voilement élastiques sont définies comme suit [10]:

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

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

Avec :

$$E=2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V=0.3 \text{ (Coefficient de poisson)}$$

$$\tau_{cr} = 1898000 \times (20/1040)^2 \times 5,47 = 3839,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} = 1898000 \times (20/1040)^2 \times 21,70 = 1523,73 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

Les valeurs minimales des coefficients de voilement K_σ et K_τ sont données selon le type de sollicitation et les conditions de bord [10].

Calcul de K_σ :

$$\psi = -(\sigma_i / \sigma_s) = -(10,31/11,252) = -0,91;$$

On a $-1 < \psi < 1$

On donne :

$$S_\sigma = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi=1 \\ 1.4+0.4\psi & \text{Si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{Si } \psi < -1 \end{cases}$$

$$S_\sigma = 1,036$$

Calcul de K_τ

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{5.06}{1.04} = 4.86$$

$$K_\tau = \begin{cases} 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \geq 1 \\ 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha < 1 \end{cases}$$

$$K_\tau = 5,47$$

Alors :

$$(1,036 \times (112,52/1523,73))^2 + (97,8/383,95)^2 = 0,06 < 1,8 \Rightarrow \text{La condition au voilement est vérifiée.}$$

3. Vérification au déversement :

La vérification du déversement implique que la contrainte due à la flexion doit présenter une sécurité suffisante par rapport à la contrainte de déversement calculée à partir du moment critique M_{cr} .

Il sera vérifié selon la méthode proposée [10].

On admet que :

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

Avec :

- ❖ σ_{Cr} : contrainte critique de déversement.
- ❖ σ_f : contrainte due à la flexion à la rupture.

$$f(\sigma_{Cr}) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{Cr}}\right) \quad \text{Si } \sigma_{Cr} \geq 0.75\sigma_e$$

$$f(\sigma_{Cr}) = 0.66\sigma_{Cr} \quad \text{Si } \sigma_{Cr} < 0.75\sigma_e$$

Calcul du moment critique de déversement :

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante[10] :

$$M_{Cr} = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E I_y G K}$$

Avec :

l: Portée de la pièce susceptible de fléchir.

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

E : Module de déformation longitudinal ($E = 2.1 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$).

G : Module de déformation transversal ($G = 8.077 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$).

- ❖ $S_1 = 760 \times 55 = 41800 \text{ mm}^2$
- ❖ $S_2 = 760 \times 55 = 41800 \text{ mm}^2$
- ❖ $S_3 = 1040 \times 20 = 20800 \text{ mm}^2$

Calcul de l'inertie par rapport à l'axe (yy) :

$$I_{yy} = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3}$$

$$I_{yy} = 2 \times ((55 \times 760^3) / 12) + ((1040 \times 20^3) / 12) = 4,02 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Calcul du moment de torsion k

$$k = \frac{1}{3} S_4 \cdot (n t_w^2 + \frac{S_1 + S_2}{S_4} t_s^2)$$

$$K = (1/3) \times (20800(2 \times 20^2 + ((41800/20800) \times 55^2))) = 4,76 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Calcul des coefficients m_1 et m_2 :

Le coefficient m_1 dépend :

1. des conditions d'appui de la poutre aux extrémités.
2. de la disposition des charges.

Le coefficient m_1 : fonction du paramètre α :

Sur l'aile supérieure de la semelle [10] :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

Sur l'aile inférieure de la semelle :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} + \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

Le coefficient m_2 :

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$$

Avec :

$$\alpha^2 = \frac{4G \cdot K}{E \cdot I_{yy}} \left(\frac{L}{b}\right)^2$$

$$\alpha^2 = \frac{4 \times 8,077 \times 10^3 \times 4,76}{21 \times 10^3 \times 4,02 \times 10^9} \times \left(\frac{5600}{1040}\right)^2 = 0,52$$

$$m_1 = \sqrt{1 + \frac{3,14}{0,52}} + \frac{1,45}{0,72} = 16,64$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{3,14}{0,52}} = 2,65$$

Moment de déversement :

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

$$M_{cr} = \frac{16,64 \times 2,65}{5600} \sqrt{8,077 \times 10^3 \times 7,03 \times 10^9 \times 21 \times 10^3 \times 4,76 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 6,71 \times 10^{10} \text{ kg.mm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W'_d} = \frac{6,71 \times 10^{10}}{4,7 \times 10^7} = 1427,65 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{cr} \geq 0,75 \sigma_e = 0,75 \times 36 = 27 \text{ kg/mm}^2$$

$$f(\sigma_{cr}) = 36 \times \left(1 - 0,375 \times \frac{36}{1427,65}\right) = 35,65 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W}$$

$$\sigma = \frac{172,62 \times 10^6}{4,7 \times 10^7} = 3,67 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma = 3,67 < 35,65 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow \text{Condition de déversement est vérifiée.}$$

☞ La poutre en caisson :

La poutre en caisson sera vérifiée sous l'effet du moment négatif.:

Vérification de l'âme :

Les vérifications se font comme suit :

La fibre supérieure est tendue et le béton ne reprend pas les efforts de traction,

$$\sigma_{arm} = \frac{\sigma_e}{1,5} = 348 \text{MPa} \quad \sigma_s = \frac{\sigma_e}{1,15} = 308,69 \text{ Mpa}$$

Tableau .VI.14. Vérifications des contraintes dues au moment négatif à L'ELS

N	sollicitation	$M^t \times 10^6$ kg .mm	$\sigma_{arm} =$ M/W_{arm} (kg/mm ²)	$\sigma_s = M/W$ (kg/mm ²)	$\sigma_i = -M/W'$ (kg/mm ²)
∞	CP	236.54	0	3,072	-3,99
18	CCP	10.61	0,006	0,058	-0,135
15	Retrait	-	0,161	2.654	-2.626
	température	-	0,053	0.885	-0,875
6	D240	671.63	0,59	1,17	-8,0146
	Σ		0,81	7.839	15.64

$$\sigma_{arm} = 0.81 \text{Kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 34.8 \text{Kg/mm}^2. \text{ (Contrainte vérifiée)}$$

$$\sigma_s = 7.839 \text{Kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 30.8 \text{Kg/mm}^2. \text{ (Contrainte vérifiée)}$$

$$\sigma_i = 15.64 \text{Kg/mm}^2 < \sigma_{admiss} = 30.8 \text{Kg/mm}^2. \text{ (Contrainte vérifiée)}$$

On doit vérifier les contraintes de cisaillement, de voilement et le déversement.

1. Cisaillement :

$$\tau_{max} = T_{max} / A, \tau_{adm} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 205 \text{MPa}$$

$$\tau_{max} < \tau_{adm}$$

Avec :

T_{max} : Effort tranchant max.

A : l'aire de l'âme.

Tableau .VI.15. Effort tranchant minimum

T	T.10 ³ (Kg)
CP	52,42
CCP	2,22
D240	148,78
Σ	203,42

$$A_{ame} = 1030 \times 25 \times 2 = 51500 \text{ mm}^2$$

$$\tau^{\max} = 203,42 \times 10^3 / 51500 = 39.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa}$$

$\tau_{\max} < \tau_{adm}$ Contrainte de cisaillement est vérifiée

Vérification au voilement :

- ❖ a = 9000 mm
- ❖ b = 1030 mm
- ❖ e = 25 mm

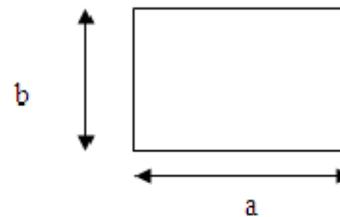


Tableau .VI.16. Récapitulatif des contraintes.

σ_s (kg /cm ²)	σ_i (kg /cm ²)	τ (kg /cm ²)
76.1	864	394.9

On vérifie la condition suivante :

$$(S_{\sigma} \cdot (\sigma / \sigma_{cr}))^2 + (\tau / \tau_{cr})^2 \leq 1.8$$

$$\psi = -(\sigma_i / \sigma_s) = -(76.1/864) = -0,09;$$

$$\text{On a } -1 < \psi < 1 \Rightarrow S_{\sigma} = 1,436$$

Calcul des contraintes critiques :

$$\tau_{cr} = 1898000 \times (2.5/103)^2 \times 5,47 = 6116.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} = 1898000 \times (2.5/103)^2 \times 8.55 = 9560 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{9}{1.03} = 8.7$$

$$\alpha = 8.65 \Rightarrow K_{\tau} = 5,47$$

Alors :

$$(1,0436 \times (864/9560))^2 + (394,9/6116.3)^2 = 0,02 < 1,8 \Rightarrow \text{La condition au voilement est vérifiée.}$$

3. Vérification au déversement :

Calcul du moment critique de déversement :

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

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E I_y G K}$$

$$S_1 = 760 \times 60 = 45600 \text{ mm}^2$$

$$S_2 = 2 \times (1030 \times 25) = 51500 \text{ mm}^2$$

$$S_3 = 760 \times 60 = 45600 \text{ mm}^2$$

Calcul de l'inertie par rapport à l'axe (yy) :

$$I_{yy} = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3} + I_{G4}$$

$$I_{G1} = 219488000 \text{ mm}^4$$

$$I_{G2} = 3.5 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{G3} = 219488000 \text{ mm}^4$$

$$I_{G4} = 3.5 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{yy} = 2 \times (3.5 \cdot 10^9) + 2 \times (21948000) = 1.34 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Calcul du moment de torsion k:

$$k = \frac{1}{3} S_4 \left(n t_w^2 + \frac{S_1 + S_2}{S_4} t_S^2 \right)$$

$$K = (1/3) \times (51500) (2 \times 25^2 + ((45600/51500) \times 60^2)) = 7.62 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

Calcul des coefficients m_1 et m_2 :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$$

Avec :

$$\alpha^2 = \frac{4 G K}{E I_{yy}} \left(\frac{L}{b} \right)^2$$

$$\alpha^2 = \frac{4 \times 8,077 \times 10^3 \times 7.62 \cdot 10^6}{21 \times 10^3 \times 1.34 \times 10^{10}} \times \left(\frac{9000}{1030} \right)^2 = 0,067$$

Calcul de m_1

$$m_1 = 3.54 \left(\sqrt{1 + \frac{3,24}{0,067}} + \frac{1,45}{0,26} \right) = 44,61$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{3,14}{0,067}} = 12,17$$

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E I_y G K}$$

$$M_{cr} = \frac{44,61 \times 12,17}{9000} \sqrt{8,077 \times 10^3 \times 1,34 \times 10^{10} \times 21 \times 10^3 \times 7,62 \times 10^6}$$

$$M_{cr} = 2,51 \times 10^{11} \text{ kg.mm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{2,51 \times 10^{11}}{7,7 \times 10^7} = 3260,27 \text{ kg/mm}^2.$$

$$\sigma_{cr} \geq 0,75 \sigma_e = 0,75 \times 36 = 27 \text{ kg/mm}^2.$$

$$f(\sigma_{cr}) = 36 \times (1 - 0,375 \times \frac{36}{3260,27}) = 35,85 \text{ kg/mm}^2.$$

Calcul σ :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W}$$

$$\sigma = \frac{918,78 \times 10^6}{6,7 \times 10^7} = 13,71 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma = 13,71 < 35,85 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow \text{la condition de déversement est vérifiée.}$$

Vérification du béquille :

1. Vérification au cisaillement:

L'effort tranchant est repris par l'âme, On désigne par τ^{\max} la contrainte de cisaillement max de l'âme, définit :

$$\tau_{\max} = T_{\max} / A$$

Avec :

t_{\max} : Effort tranchant max.

A : l'aire de l'âme.

$$A_{\text{ame}} = (800 \times 30) \times 2 = 48000 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \text{ Avec } f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 205 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} = 104,94 \times 10^4 / 48000 = 22 \text{ MPa}$$

On remarque que

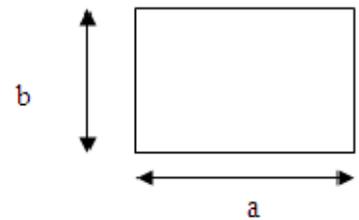
$$\tau_{\max} < \bar{\tau} = 205 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte de cisaillement est vérifiée.}$$

2. Vérification au voilement:

$$a = 5600 \text{ mm}$$

$$b = 1040 \text{ mm}$$

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

**Tableau .V.16.Répartition des contraintes**

$\sigma_s = (\text{kg} / \text{cm}^2)$	$\sigma_i = (\text{kg} / \text{cm}^2)$	$\tau = (\text{kg} / \text{cm}^2)$
755	-755	220

On vérifie la condition suivante :

$$(S_\sigma \cdot (\sigma / \sigma_{cr}))^2 + (\tau / \tau_{cr})^2 \leq 1.8$$

Calcul des contraintes critiques :

Avec

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$\nu = 0.3$ (Coefficient de poisson).

$$\tau_{cr} = 1898000.85 \times (3/80)^2 \times 4 = 10676 \text{ (kg /cm}^2)$$

$$\sigma_{cr} = 1898000.85 \times (3/80)^2 \times 5.38 = 14359.56 \text{ (kg /cm}^2)$$

Calcul des coefficients :**Calcul de K_σ**

$$\psi = -(\sigma_i / \sigma_s) = -1;$$

On a $-1 < \psi < 1$

On donne

$$S_\sigma = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\psi & \text{Si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{Si } \psi < -1 \end{cases}$$

$$S_\sigma = 1,8$$

Calcul de K_τ

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{775}{80} = 9.69$$

$$K_{\tau} = \begin{cases} 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \geq 1 \\ 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha < 1 \end{cases}$$

$$K_{\tau} = 5,38$$

Alors :

$$(1,036 \times (775/10676))^2 + (220/14359.6)^2 = 0,0055 < 1,8 \Rightarrow \text{La condition au voilement est vérifiée.}$$

3. Vérification au déversement :

$$S_1 = 700 \times 30 = 42000 \text{ mm}^2$$

$$S_2 = 760 \times 50 = 38000 \text{ mm}^2$$

$$S_3 = 760 \times 50 = 38000 \text{ mm}^2$$

Calcul de l'inertie par rapport a l'axe (yy) :

$$I_{yy} = I_{G1} + I_{G2} + I_{G3}$$

$$I_{yy} = 2 \times ((50 \times 760^3)/12) + 2 \times ((700 \times 30^3)/12 + (700 \times 30)((760-30)/2)^2) = 7.4 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Calcul du moment de torsion k

$$k = \frac{1}{3} S_4 \cdot (n t_w^2 + \frac{S_1 + S_2}{S_4} t_s^2).$$

$$K = (1/3) \times (42000(2 \times 30^2 + ((38000/42000) \times 50^2)))$$

$$K = 5.86 \times 10^7 \text{ mm}^2$$

$$\alpha^2 = \frac{(4 \times 8,077 \times 10^3 \times 5.68 \times 10^7)}{21 \times 10^3 \times 7.4 \times 10^9} \times \left(\frac{7750}{800}\right)^2$$

$$\alpha^2 = 1.1$$

Calcul de m₁ :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{1.1^2}} + \frac{1.45}{1.05} \right] = 11.68$$

$$m_1 = 11.68$$

Calcul de m₂

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{3,14^2}{1.1}} = 3.16$$

$$m_2 = 3.16$$

Calcul du moment critique:

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E I_y G K}$$

$$M_{cr} = \frac{(11.68 \times 3.16)}{7750} \sqrt{(8,077 \times 10^3 \times 7,4 \times 10^9 \times 21 \times 10^3 \times 5.86 \times 10^7)} = 0.41 \times 10^{11}$$

$$M_{cr} = 4.1 \times 10^{10} \text{ kg.mm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{4.1 \times 10^{10}}{3.7 \times 10^7} = 1108 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{cr} \geq 0.75 \sigma_e = 0,75 \times 36 = 27 \text{ kg/mm}^2$$

$$f(\sigma_{cr}) = 36 \times (1 - 0.375 \times \frac{36}{1108}) = 35.52 \text{ kg/mm}^2$$

Calcul de la contrainte :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W}$$

$$\sigma = \frac{339.85 \times 10^6}{3.7 \times 10^7} = 9.2 \text{ kg/mm}^2$$

$\sigma = 9.2 < 35,52 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow$ la condition au déversement est vérifiée.

4. Vérification au flambement :

Le flambement est une forme d'instabilité propre aux éléments comprimés élancés tels que les poteaux, colonnes, barres comprimées. Le flambement est possible suivant les deux axes principaux de la section de l'élément. Si les conditions d'appuis sont les mêmes selon ces deux axes, le flambement se fera suivant l'axe présentant l'inertie la plus faible.

Comme pour les phénomènes de flexion, la section de la barre comprimée va jouer un rôle déterminant pour le choix du profil économique. Le profil idéal du point de vue du flambement sera donc le tube rond, profil creux dont la matière est économisée au maximum et dont l'inertie est maximale dans toutes les directions.

Longueur de flambement dans la barre comprimée :

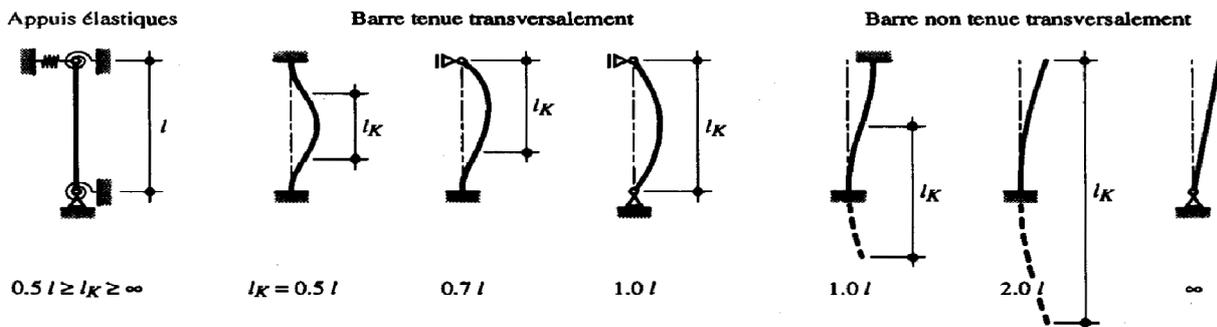


Fig. VI.24. Longueur de flambement dans la barre comprimée[10]**Calcul de longueur de flambement L_k :**

Dans notre cas la béquille est considérée comme élément comprimé bi encasté :

$$L_k = 0,5 \times L$$

$$L_k = 0,5 \times 7,75 = 3,87 \text{ m}$$

i : C'est le rayon de giration de la section de la barre par rapport à l'axe perpendiculaire au plan de déformation.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad [10]$$

$\bar{\lambda}_k$: Coefficient d'élanement.

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\lambda_k}{\lambda_E} \quad [10]$$

$$\lambda_k = \frac{l_k}{i} = \frac{3870}{\sqrt{\frac{1,8 \times 10^8}{1180}}} = 0,99$$

$$\lambda_E = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76$$

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\lambda_k}{\lambda_E} = \frac{0,99}{76} = 0,013$$

N_{cr} : effort normal critique.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l^2} \quad [10]$$

N_{pl} : effort normal plastique.

$$N_{pl} = A \times f_y = 1180 \times 360 = 42,48 \text{ MN}$$

$$N = 5,9 \times 10^4 \text{ N} = 5,9 \text{ MN}$$

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2 \right] \quad [13]$$

$$\alpha = \frac{90,15 \times \xi}{i / \frac{h}{2}}; \quad \xi = 0,005$$

$$\alpha = \frac{90.15 \times \xi}{i / \frac{h}{2}} \alpha = 0,046$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,046(0,013 - 0,2) + 0,013^2]$$

χ : Représente la perte de capacité en compression de la barre par flambement.

$$\chi = \frac{\phi - \sqrt{\phi^2 - \lambda_k^2}}{\lambda_k^2} = 1.0016 \quad [13]$$

$$N_{\max} = \chi \times N_{pl} \quad [13]$$

$$N_{\max} = 42.54 MN$$

$$N_d = \frac{N_{\max}}{1.15} = 36.93 MN$$

$N_d = 36,93 \text{ MN} < N_{\max} = 42,54 \text{ MN} \Rightarrow$ la stabilité au flambement est vérifiée.

Vérifications des entretoises :

Le dimensionnement des entretoises sous l'effet des différentes charges (CP, CCP et retrait), se fait sous l'action des vérins.

On calcule les réactions (R_1 et R_2) ramenées respectivement aux poutres principales dues aux charges CP, CCP et retrait.

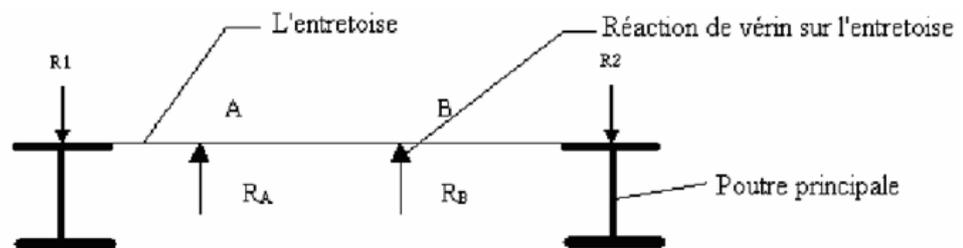


Fig.VI.25. les différentes réactions sur l'entretoise.

Détermination de l'action des vérins :

Entretoise d'about sur culée :

1) Calcul des R_1 et R_2 :

- Charge permanente CP :

$$R_{cp1} = 31.47t$$

$$R_{cp2} = 31.47t$$

- Complément des charges permanentes CCP

$$R_{ccp1} = 1.31t$$

$$R_{ccp2} = 1.31t$$

$$R_1 = R_{cp1} + R_{ccp1} = 31.47 + 1.31 = 32.78t$$

$$R_2 = R_{cp2} + R_{ccp2} = 31.47 + 1.31 = 32.78t$$

On disposera les vérins de telle façon que

$$R_A = R_B$$

$$R_A = R_B = \frac{R_A + R_B}{2} = 32.78t$$

Détermination de moment fléchissant :



Fig.VI.26. Diagramme du moment fléchissant

$$M_A = M_B = 32.78 \times 1.25 = 40.975t \times m$$

$$M = 40.975t \times m$$

Détermination de l'effort tranchant :



Fig.VI.27. Diagramme de l'effort tranchant.

$$T = 32.78t$$

2) Choix du profil :

Les entretoises d'about sont généralement à âme pleine et doublement symétrique.

On choisit le profil suivant : IPE 600

Après la détermination des efforts et choix de profil de l'entretoise on passe aux vérifications.

3) Vérification des contraintes :

Les contraintes normales à la semelle supérieure et inférieure sont :

- ❖ Contraintes de compression et de traction
- ❖ La contrainte élastique dans l'acier de la poutre est [11]: $f_y = 355 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{M_{max}}{w} = \frac{40.975 \times 10^7}{3.07 \times 10^6} = 133.47 \text{ MPa} < \frac{f_y}{1.15} = 308,69 \text{ MPa}$$

Donc les contraintes normales sont vérifiées.

-Vérification au cisaillement :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} = \frac{32.78 \times 10^4}{562 \times 12} = 48.60 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = \frac{2}{3} f_y \quad [11]$$

$$\text{Donc : } \tau_{adm} = 236,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = 48,60 < 236,66 \text{ MPa}$$

Alors les contraintes de cisaillement sont vérifiées.

- Vérification au voilement :

❖ **a = 5000 mm ;**

❖ **b = 562mm ;**

❖ **e = 12 mm ;**

Pour La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre, on doit vérifier la condition de stabilité [10]:

$$\left(S_\sigma \times \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right) \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1 \quad [11]$$

Tableau. VI.17. Récapitulatif des contraintes.

σ_s MPa	σ_i MPa	τ MPa
133,47	133,47	48.6

Calcul des contraintes critiques [11]:

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

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

Avec :

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\nu = 0.3 \text{ (Coefficient de poisson)}$$

Calcul des coefficients :

Calcul de K_σ :

$$\Psi = -\frac{\sigma_i}{\sigma_s} = -\left(\frac{133,47}{133,47} \right) = -1$$

$$\text{On a : } \Psi = -1$$

$$K_\sigma = 23,9$$

On donne :

$$S_{\sigma} = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\psi & \text{Si } -1 < \psi < 1 \\ 1 & \text{Si } \psi < -1 \end{cases}$$

$$S_{\sigma} = 1$$

Calcul de K_{τ} :

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{5}{0.6} = 8,33$$

$$K_{\tau} = \begin{cases} 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha \geq 1 \\ 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} & \text{Si } \alpha < 1 \end{cases}$$

$$K_{\tau} = 5,4$$

$$\tau_{cr} = 1898000 \times (12/562)^2 \times 5,4 = 4672.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr} = 1898000 \times (12/562)^2 \times 23,9 = 20681.59 \text{ MPa}$$

Alors :

$$(1 \times (133.47/20681.59))^2 + (48.6/4672.86)^2 = 0.14 < 1.8 \Rightarrow \text{La condition au voilement est vérifiée.}$$

4) Détermination du raidisseur au niveau de la culée :

Les raidisseurs verticaux définis par une inertie relative γ et une section relative δ telle que [16]:

$$\gamma = \frac{EJ}{b \cdot D}$$

$$\text{Ou : } J = 0.092 \cdot b \cdot t^3 \cdot \gamma$$

$$\delta = \frac{A_{en}}{b \cdot t}$$

$$I_{en} = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$\delta = \frac{A_{en}}{b_{en} \cdot t_{en}} = \frac{104 \times 12}{562 \times 12} = 0.18$$

$$\gamma = \frac{J}{0.092 \cdot b \cdot t^3}$$

$$J = \frac{1.2 \times 10.4^3}{12} \times 2 = 224.97 \text{ cm}^4$$

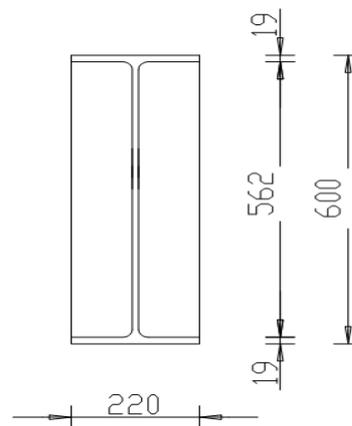


Fig.VI.28. Raidisseur d'entretoise d'about

$$\gamma = \frac{224.97}{0.092 \times 56.2 \times 1.2^3} = 25.18$$

D'après le tableau du titre V fascicule 61, les valeurs limites minimales de γ et δ sont définies comme suit :

$$\begin{aligned}\delta_{min} &= 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{h_w}{t_w} \\ &= 0.66 \times 10^{-3} \times \frac{56.2}{1.2} = 0.03\end{aligned}$$

Donc on a : $\delta = 0.18 > \delta_{min} = 0.03$

Donc on a :

$$\gamma_{min} = 0.33 \cdot \left(\frac{h_w}{50 t_w} \right)^3 = 0.27$$

Donc on a : $\gamma = 25.18 > \gamma_{min} = 0.27$

Ainsi, la solution choisie avec les raidisseurs vérifie bien les conditions aux limites imposées.

VI.8. Vérification à L'ELU (Justification des poutres mixtes) :

La justification de la sécurité vis à vis des états limites ultimes de résistance des sections mixtes est effectuée pour toutes les phases de constructions :

- ❖ On vérifie que les sollicitations de calcul ne dépassent pas la résistance ultime des sections.
- ❖ On adopte la combinaison $(1,35 M_G + 1,5 M_Q + 0,9\Delta T + 0,9\Delta\theta)$.

1. Calcul du moment résistant ultime:

Le calcul du moment résistant est effectué à partir des diagrammes contraintes déformation des matériaux, suivant la position de l'axe neutre plastique, le diagramme des contraintes prend les aspects suivants :

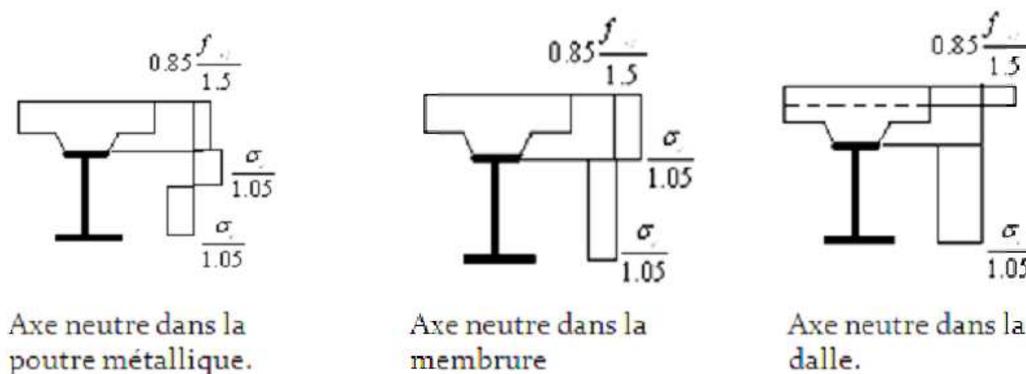


Fig.VI.29. Position de l'axe neutre plastique.

On va dimensionner en considérant une plastification complète de la section, on cherche la résistance de l'ouvrage à la ruine et on raisonne pour que l'ouvrage supporte les charges globalement. Les diagrammes sont rectangulaires et non linéaires.

2. Comportement de la section mixte pour un moment positif [10]:

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

Remarque: la participation de l'armature en compression est négligée.

Position de l'axe neutre:

Considérons que l'axe neutre est juste à l'interface entre le béton et l'acier, donc le béton totalement comprimé et l'acier totalement tendu.

La force de compression développée par le béton $F_c = f_{bu} \cdot S_b$, et la force de traction développée par l'acier de la charpente est $F_t = f_y \cdot S_a$:

- ❖ $F_c = (17) (4500 \times 250) = 19 \cdot 10^7 \text{ N}$
- ❖ $F_t = (360) (104400) = 37 \cdot 10^7 \text{ N}$

Comme nous sommes dans un cas de flexion simple, les forces F_c et F_t doivent être en équilibre. Le fait que F_t soit supérieure à F_c prouve que l'axe neutre est dans la section d'acier et qu'une partie de la section de l'acier est comprimé[10].

D'après le principe d'équilibre des forces de compression et de traction relatif à la nature de la sollicitation, on peut écrire :

$$f_{bu} \cdot S_b + f_y \cdot S_{ac} = f_y \cdot S_{at}$$

Avec :

S_{at} = l'aire de la section tendue.

S_{ac} = l'aire de la section d'acier comprimé.

La formule précédente implique que

$$S_{at} - S_{ac} = \frac{f_{bu} \cdot S_b}{f_y} = 53125 \text{ mm}^2$$

Comme :

$$S_{at} - S_{ac} = S_a = 104400 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2 S_{ac} = 103868.75 \text{ mm}^2$$

$$S_{ac} = 51934.375 \text{ mm}^2$$

On a l'aire des semelles supérieures est de 4.210^4 mm^2 donc l'axe neutre est dans l'âme ($S_{ac} > A_{\text{semelle}}$).

La hauteur de la partie comprimée est de :

$$h = \frac{S_{ac} - S_{\text{semelle}}}{t_w} = \frac{51934.375 - 41800}{20} = 506.78 \text{ mm}$$

Calcul du moment de plastification positif :

Nous calculerons le moment de résistance ultime M_{ru+} en considérant une plastification totale de la section :

$$M_{ru+} = \sum f_{yi} S_i d_i \quad [11]$$

Avec :

f_{yi} La contrainte de plastification du matériau considéré qui sera de f_{bu} pour le béton et f_y pour l'acier. Rappelons que $f_{bu}=17\text{MPa}$ et $f_y =360\text{MPa}$. S_i est la surface de chaque élément composant la section mixte et d_i la distance du centre de gravité de l'élément considéré au centre de gravité de la section mixte. Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.18. Calcul du moment de plastification positif

L'élément Considéré	$f_{yi} \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right)$	$S_i (\text{mm}^2)$	$d_i (\text{mm})$	$f_{yi} S_i d_i \times 10^9$ (N.mm)
La dalle	17	$1.25 \cdot 10^6$	686.78	14.6
Semelle Supérieure	360	41800	561.78	8.45
L'âme comprimée	360	10135.6	253.39	0,86
L'âme tendue	360	10664.4	266.61	1.02
Semelle Inférieure	360	41800	588.22	8.85
Le bilan				33.78

$$M_{ru+} = 33.78 \cdot 10^9 \text{ N.mm} = 33.78 \cdot 10^2 \text{ t.m}$$

3. Comportement de la section mixte pour un moment négatif :

Dans ce cas le béton est soumis à la traction. Ce type de sollicitation met la dalle de béton totalement ou partiellement en traction, et le profilé totalement ou partiellement en compression.

Position de l'axe neutre :

Considérons que l'axe neutre est juste à l'interface entre le béton et l'acier, donc le béton totalement tendu et l'acier totalement comprimé.

La force de traction développée par le béton $F_t = f_{su} \cdot S_{ar}$, et la force de compression développée par l'acier de la charpente est $F_c = f_y \cdot S_a$

$$F_c = (360) \times (142700) = 51372000 \text{ N}$$

$$F_t = (348) \times (19612) = 6824976 \text{ N}$$

Comme nous sommes dans un cas de flexion simple, les forces F_t et F_c doivent être en équilibre. Le fait que F_c soit supérieur à F_t prouve que l'axe neutre est dans la section d'acier et qu'une partie de la section de l'acier est tendue et une autre comprimée.

D'après le principe d'équilibre des forces relatif à la nature de la sollicitation, on peut écrire :

$$f_{su} \cdot S_{ar} + f_y \cdot S_{at} = f_y \cdot S_{ac}$$

$$S_{ac} - S_{at} = \frac{f_{su} \cdot S_{ar}}{f_y} = 18958 \text{ mm}^2$$

$$2S_{at} = 123741.74 \text{ mm}^2$$

$$S_{at} = 61870.87 \text{ mm}^2$$

On a l'aire de la semelle supérieure est de 4.210^4 mm^2 donc l'axe neutre est dans l'âme ($S_{at} > A_{\text{semelle}}$)

La hauteur de l'âme tendue est :

$$h = \frac{S_{ac} - S_{\text{semelle}}}{t_w} = 325.42 \text{ mm}$$

Ceci implique que la position du centre de gravité de la section mixte par rapport à la fibre de la semelle inférieure est de :

$$Y_g = h - t_s - h_t = 1150 - 60 - 325.42 = 764.58 \text{ mm}$$

Calcul du moment de plastification négatif :

Nous calculerons le moment de résistance ultime M_{ru+} en considérant une plastification totale de la section :

Tableau .VI.19. Calcul du moment de plastification positif :

L'élément Considéré	$f_{yi}(\frac{N}{mm^2})$	$S_i(mm^2)$	$d_i (mm)$	$f_{yi}S_i d_i \times 10^9$ (N.mm)
Les armatures de La dalle	348	142700	385.42	19
Semelle Supérieure	360	45600	355.42	5.8
L'âme comprimée	360	16271	162.71	0,953
L'âme tendue	360	35229	352.29	4.5
Semelle Inférieure	360	45600	734.58	12
Le bilan				42.25

$$M_{ru-} = 4.225 \cdot 10^{10} \text{ N.mm} = 4.225 \cdot 10^3 \text{ t.m}$$

4. Sollicitation à l'ELU :

Les charges roulantes prises dans notre calcul, sont les surcharges A, B, M120, D240 et D280. Après calcul automatique la combinaison de charge qui donne le moment le plus défavorable est [2] :

$$1.35G + 1.35D_{240} + 0.9\Delta T$$

Les diagrammes du moment fléchissant à l'ELS en (t.m) obtenus sont illustrés ci-après.

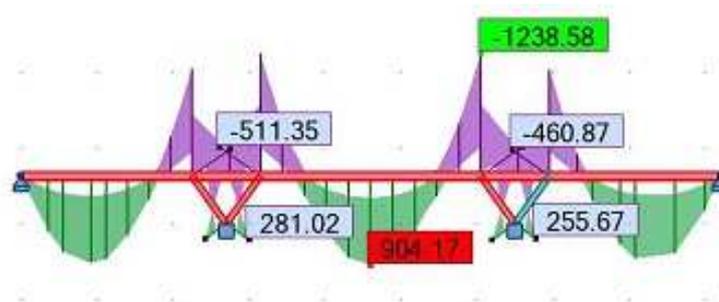


Fig.VI.30. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU sous la combinaison de charge $1.35G + 1.35D_{240} + 0.9\Delta T$

Vérification de la résistance de la section à L'ELU:

Les moments de sollicitation maximums à l'ELU tels que illustrés dans les diagrammes précédant sont :

Le moment positif $M_{S+}=667.1t.m$ et le moment négatif $M_{S-}=1029.03t.m$. Ces moments sont inférieurs aux moments de résistance ultime calculés dans le paragraphe précédent.

- ❖ $M_{S+}=904.17 t.m \leq M_{ru+}=33.78 10^2t.m$
- ❖ $M_{S-}=1238.58 t.m \leq M_{ru-}=4.225 10^3t.m$

Donc la section est justifiée à la sollicitation en flexion à l'ELU.

VI.9.Calcul des déformations (flèches) :

Flèche admissible :

Le calcul de la flèche admissible répond à des normes tributaires du type de confort voulu. Pour les ponts routiers cette flèche a pour valeurs $\left(\frac{L}{300} \text{ et } \frac{L}{500}\right)$ [15]

On calcule les flèches pour les sollicitations suivantes : CP, CCP, surcharges de trafic (cas le plus défavorable D240) et température.

Pour la détermination des flèches, le logiciel ROBOT millenium est utilisé et les résultats correspondants sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau .VI. 20. Valeurs de la flèche.

Type de sollicitation	La flèche (cm)
CP	1.6
CPP	0.1
Surcharge de trafic	4.5
Température	-0.9
Total	5.3

NB: Pour les diagrammes des flèches voir l'annexe IV.

La flèche est donnée par

$$f_{admiss} = \frac{L}{300} = 12.66 \text{ cm}$$

Avec $L=3800 \text{ cm}$

$$f_{total} = 5.3 \text{ cm} < f_{admiss} = 12.66 \text{ cm (vérifiée).}$$

VI.10. Conclusion

Le ferrailage de la dalle a été fait sous l'effet de différents systèmes de chargement et l'étude de la section mixte avec les vérifications aux états limites des contraintes normales et tangentielles, les dimensions prises initialement des éléments sont vérifiées vis-à-vis les phénomènes d'instabilité élastique (voilement et déversement).

Conclusion générale :

Les ponts métalliques et mixtes représentent une part significative des réalisations actuelles, la qualité de ces projets nécessite la maîtrise d'éléments qui influent sur le choix initial, les études préliminaires, les études d'exécution et la réalisation des ouvrages.

De plus, les méthodes de conception et de réalisation de ces ponts se développent régulièrement suite aux évolutions des matériaux. L'objectif de notre travail a été d'étudier un pont bipoutre mixte à béquilles.

A la lumière de cette étude on a pu aboutir aux résultats suivants :

- le choix du type d'ouvrage à construire est fonction des différentes contraintes imposées. La variante retenue est un pont béquille de tablier bipoutre mixte à entretoises hyperstatique.
- Le béton utilisé a une résistance à la compression à 28 jours f_{c28} 30 MPa et une masse volumique de 2500 Kg/m^3 .
- Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures à haut adhérence de nuance FeE40.
- Les poutres principales ont été réalisées avec des tôles et des plaques de type S355.
- La méthodologie de réalisation a été définie par l'étude des phases d'exécution de l'ouvrage.
- Les vérifications des contraintes au voilement, au déversement et au cisaillement ainsi que des flèches se font dans la section mixte et dans la section d'acier.

Vu la complexité de la structure de l'ouvrage et le nombre de travées, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures s'impose. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel Robot Millenium.

Ce travail nous a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer nos connaissances acquises tout au long de ma formation au sein de l'ENP.

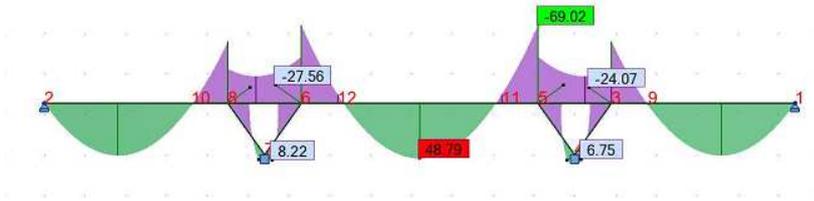
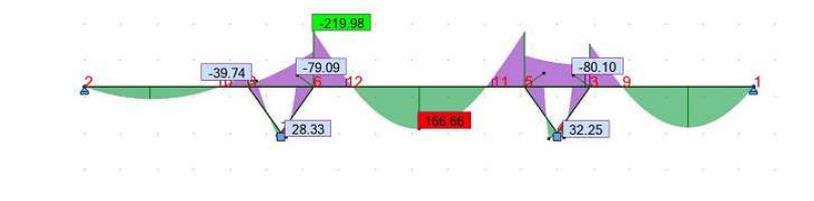
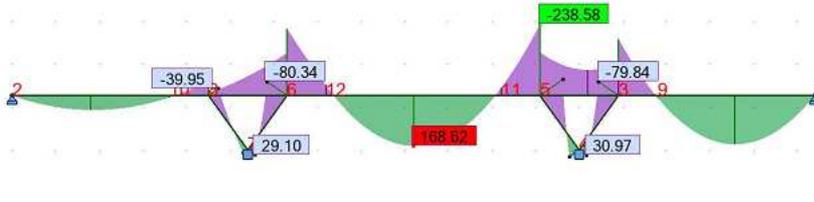
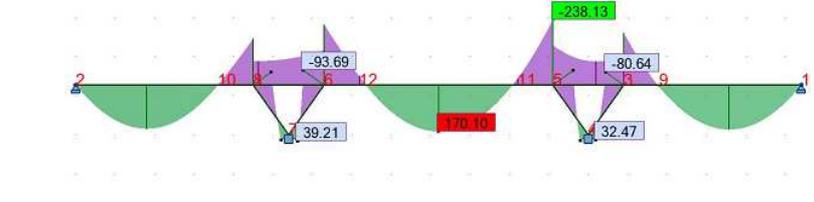
Familiarisation avec les logiciels Robot Millenium, SOCOTEC et contact avec le domaine professionnel des ouvrages d'Art.

Bibliographie

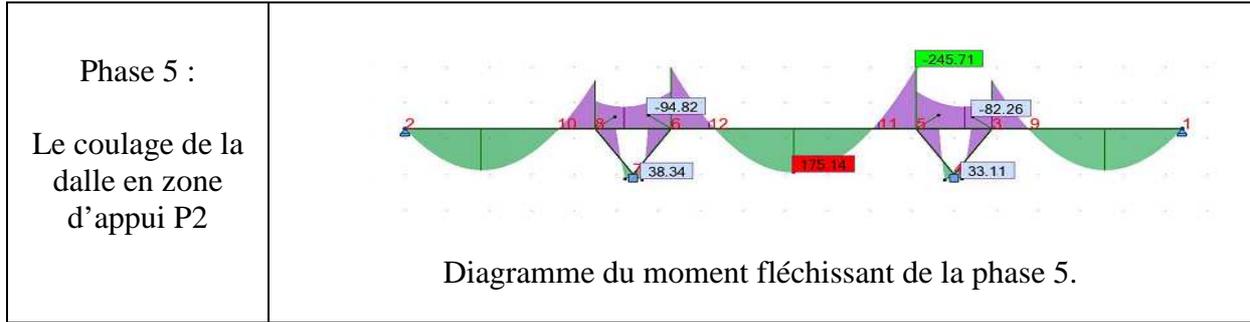
- [1]: J.A.CALGARO et M.VIRLOGEUX «Projet et construction des ponts».
- [2]: D.T.R « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes».
- [3] : Technique de l'ingénieur C2676 « ponts métalliques application spécifiques ».
- [4] : Anne BERNARD-GELY et Jean Armand CALGARO «Conception des ponts».
- [5]: Technique de l'ingénieur C2676 « ponts métalliques application spécifiques ».
- [6]: Technique de l'ingénieur C2675 « ponts métalliques application Conception générale ».
- [7]: SETRA « Ponts mixtes acier-béton bipoutres».
- [8]: SETRA «Document Ouvrages d'art».
- [9]: Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états Limites.
- [10] : Manfred A. Hirt et Rolf Bez, «construction métallique (notions fondamentales et méthodes de dimensionnement) Volume 10».
- [11]: Jean Morel «Calcul des structures métalliques selon l'eurocode 3»;
- [12]: Note de Cours pont, Ecole Nationale Polytechnique, dirigé par Mme D.CHERID.
- [13]: Pierre Maitre Formulaire de la construction métallique
- [14]: Eurocode 4 -Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale
- [15]: D.T.U.SETRA règlement de calcul des ponts mixtes (instruction technique du 21 juillet 1981).
- [16] : Fascicule 61 titre V.
- [17] : Logiciel Robot millenium V.22

Annexe I

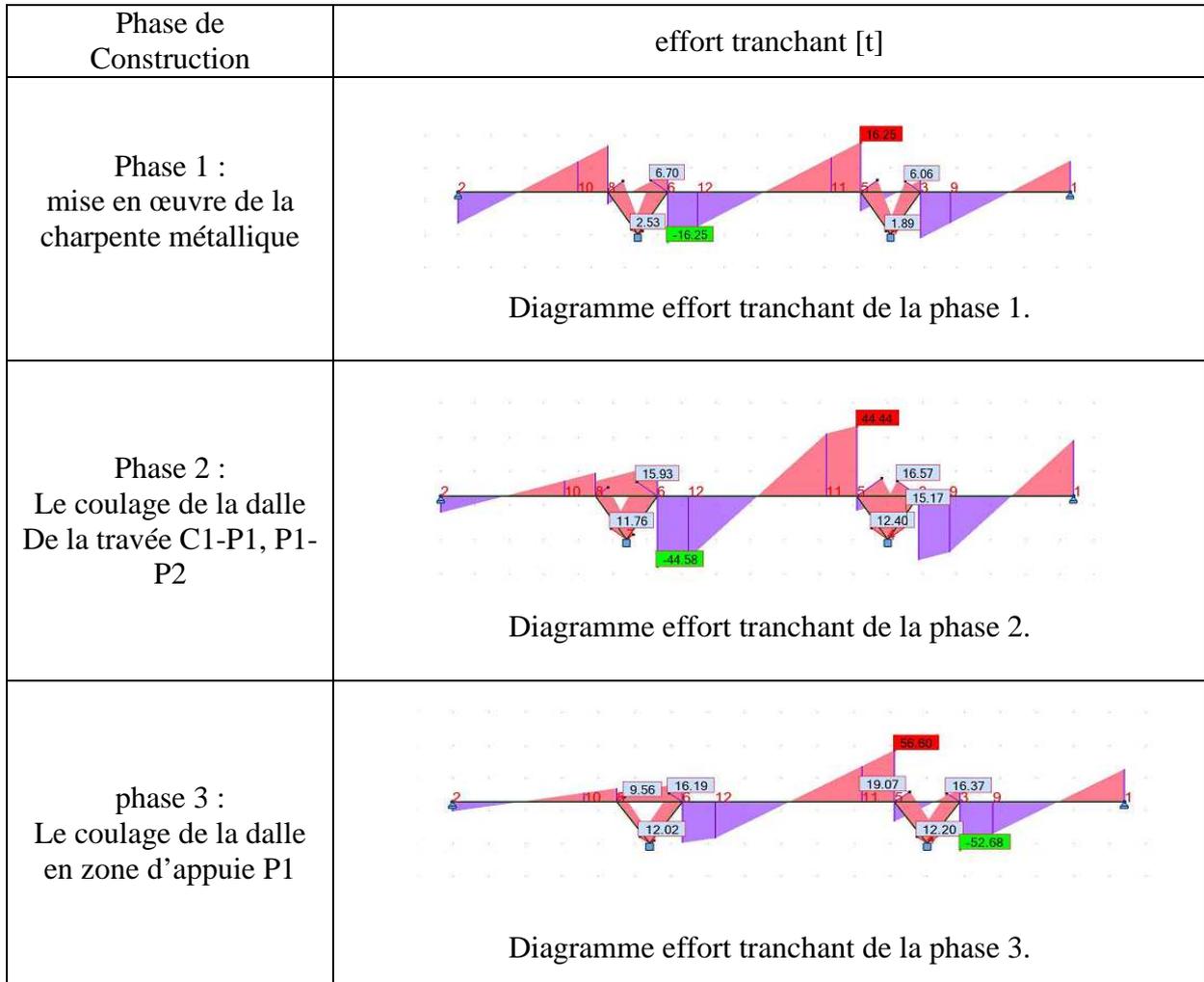
ANNEXE I : Analyse en phase d'exécution, Sollicitation du moment fléchissant.

Phase de construction	Moment fléchissant [t.m]
<p>Phase 1 :</p> <p>Mise en œuvre de la charpente métallique</p>	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 1.</p>
<p>Phase 2 :</p> <p>Le coulage de la dalle De la travée C1-P1, P1-P2</p>	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 2.</p>
<p>phase 3 :</p> <p>Le coulage de la dalle en zone d'appuie P1</p>	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 3.</p>
<p>Phase 4 :</p> <p>Le coulage de la dalle de la travée P2-P3</p>	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 4.</p>

ANNEXES



ANNEXE I : Analyse en phase d'exécution sollicitation de l'effort tranchant.



ANNEXES

Phase 4 :
Le coulage de la dalle
de la
travée P2-P3

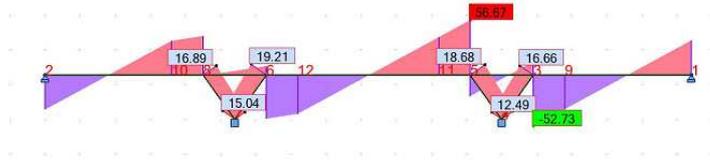


Diagramme effort tranchant de la phase 4.

Phase 5 :
Le coulage de la dalle
en zone d'appuie P2

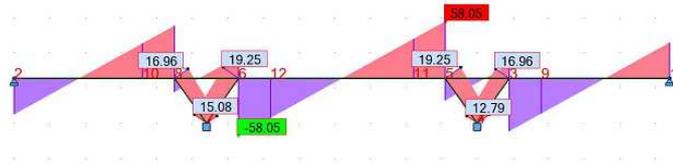
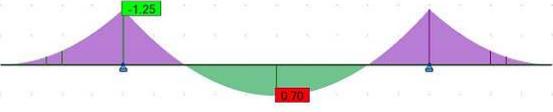
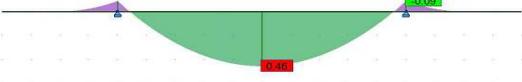
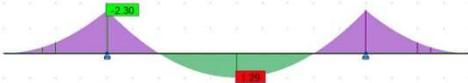
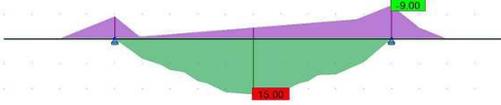


Diagramme effort tranchant de la phase 5.

Annexe II

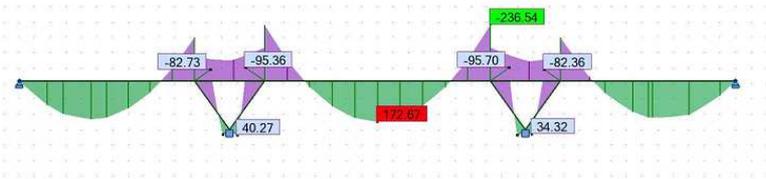
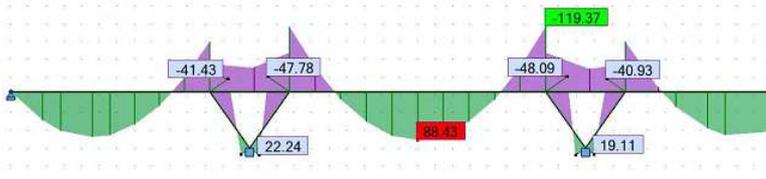
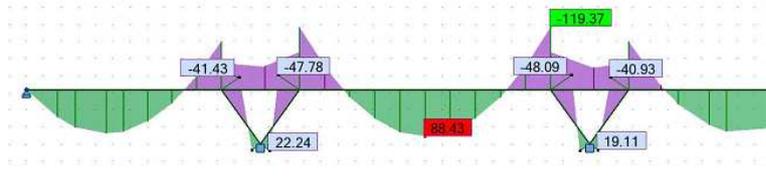
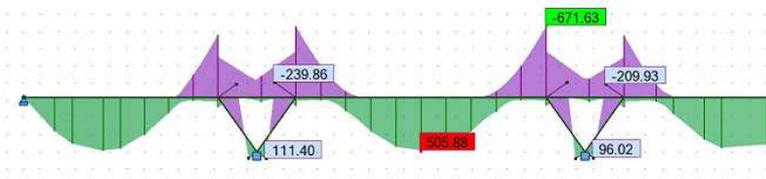
ANNEXE II : Analyse en phase de service, étude transversale.

Cas de charge	Moment fléchissant [t.m]
Charge Permanente	 <p data-bbox="759 539 1347 573">Diagramme du moment fléchissant du au CP.</p>
Charge complémentaire permanente	 <p data-bbox="754 846 1358 920">Diagramme du moment fléchissant du au CCP (corniche+glissière de sécurité).</p>
Charge Complémentaire Permanente	 <p data-bbox="703 1182 1406 1256">Diagramme du moment fléchissant du au CCP (béton bitumineux)</p>
Charge A	 <p data-bbox="719 1496 1385 1570">Diagramme du moment fléchissant du au surcharge A.</p>
Charge BC	 <p data-bbox="711 1832 1398 1865">Diagramme du moment fléchissant du au charge BC.</p>

Annexe III

ANNEXES

ANNEXE III : Analyse en phase de service - sollicitation du moment fléchissant -.

Cas de charge	Moment fléchissant [t.m]
Charge permanente	 <p>Diagramme du moment fléchissant du au CP</p> <p>Detailed description: This diagram shows the bending moment distribution for the permanent load (CP) case. The structure is a continuous beam with four supports. The moments at the supports are: -82.73 t.m (left), -95.36 t.m (1st), 172.6 t.m (2nd), -95.70 t.m (3rd), and -82.36 t.m (right). The maximum positive moment is 236.54 t.m between the 2nd and 3rd supports. The maximum negative moment is 40.27 t.m at the 1st support.</p>
Compliment des charges permanentes	 <p>Diagramme du moment fléchissant du au CCP</p> <p>Detailed description: This diagram shows the bending moment distribution for the complement of permanent loads (CCP) case. The moments at the supports are: -41.43 t.m (left), -47.78 t.m (1st), 88.43 t.m (2nd), -48.09 t.m (3rd), and -40.93 t.m (right). The maximum positive moment is 119.37 t.m between the 2nd and 3rd supports. The maximum negative moment is 22.24 t.m at the 1st support.</p>
Charge A	 <p>Diagramme du moment fléchissant du au surcharge A.</p> <p>Detailed description: This diagram shows the bending moment distribution for the surcharge A (Charge A) case. The moments at the supports are: -41.43 t.m (left), -47.78 t.m (1st), 88.43 t.m (2nd), -48.09 t.m (3rd), and -40.93 t.m (right). The maximum positive moment is 119.37 t.m between the 2nd and 3rd supports. The maximum negative moment is 22.24 t.m at the 1st support.</p>
D240	 <p>Diagramme du moment fléchissant du au D240</p> <p>Detailed description: This diagram shows the bending moment distribution for the D240 case. The moments at the supports are: -111.40 t.m (left), -239.86 t.m (1st), 505.88 t.m (2nd), -209.93 t.m (3rd), and 96.02 t.m (right). The maximum positive moment is 671.63 t.m between the 2nd and 3rd supports. The maximum negative moment is 111.40 t.m at the 1st support.</p>

ANNEXES

BC

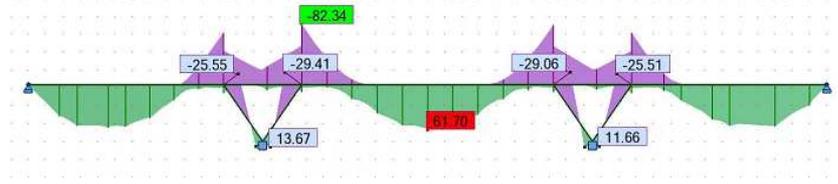


Diagramme du moment fléchissant du au BC

MC120

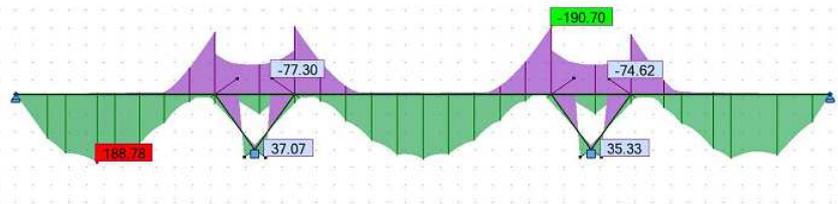


Diagramme du moment fléchissant du au MC120

D280

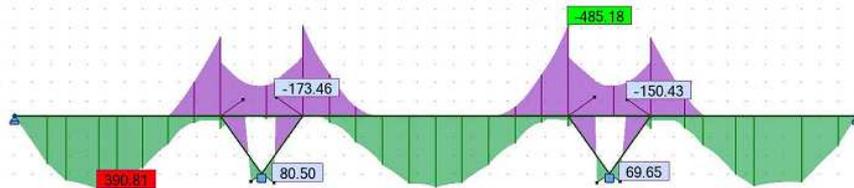
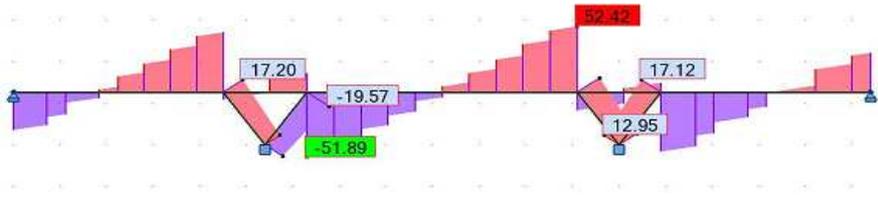
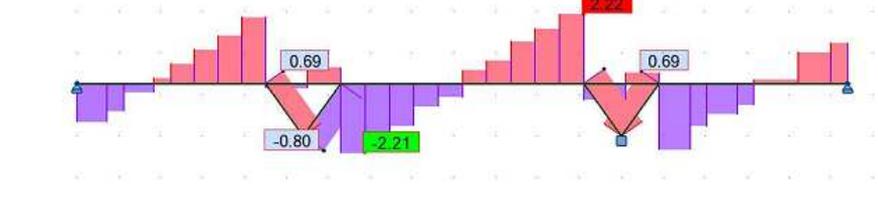
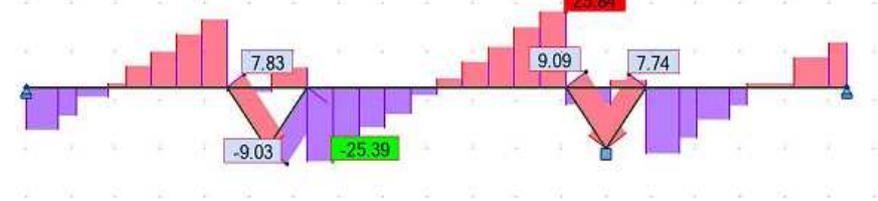
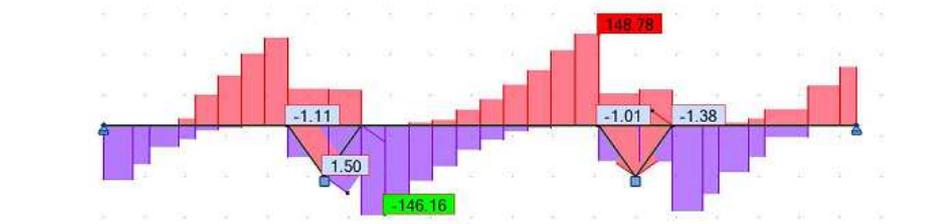
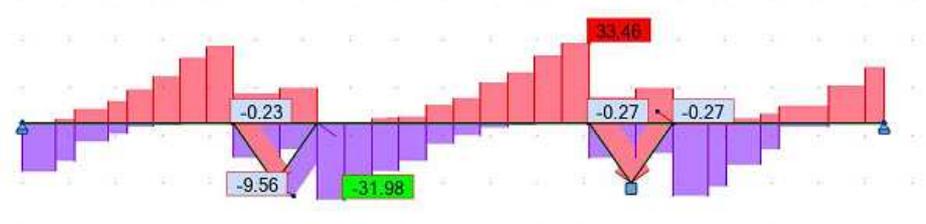
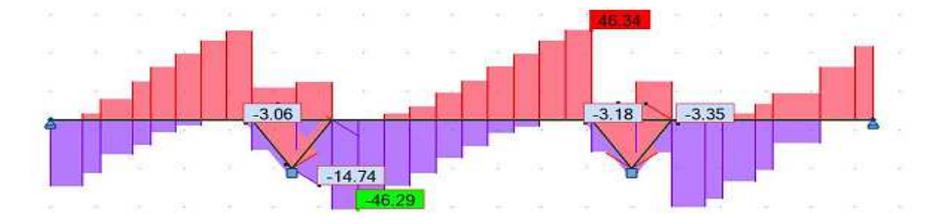
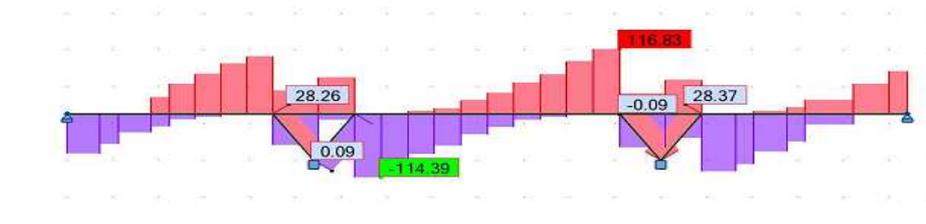


Diagramme du moment fléchissant du au D280

ANNEXE III : Analyse en phase de service -solicitation de l'effort tranchant-

Cas de charge	effort tranchant [t]																						
Charge permanente	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au CP</p> <p>Detailed description: This shear force diagram shows the distribution of shear force along a beam under permanent load. The beam is supported at three points. The shear force starts at zero at the left end, increases to a peak of 17.20 t at the first support, then drops to a minimum of -51.89 t between the first and second supports. It crosses the zero line at 19.57 t from the left. At the second support, it jumps to 17.12 t, then drops to a minimum of 12.95 t between the second and third supports. It crosses the zero line at 52.42 t from the left. At the third support, it jumps to 17.12 t and ends at zero at the right end.</p> <table border="1"><thead><tr><th>Location</th><th>Value [t]</th></tr></thead><tbody><tr><td>Left end</td><td>0</td></tr><tr><td>Before 1st support</td><td>17.20</td></tr><tr><td>Between 1st and 2nd supports</td><td>-51.89</td></tr><tr><td>Between 1st and 2nd supports</td><td>19.57</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>12.95</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>52.42</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>17.12</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>17.12</td></tr><tr><td>Right end</td><td>0</td></tr></tbody></table>	Location	Value [t]	Left end	0	Before 1st support	17.20	Between 1st and 2nd supports	-51.89	Between 1st and 2nd supports	19.57	Between 2nd and 3rd supports	12.95	Between 2nd and 3rd supports	52.42	Between 2nd and 3rd supports	17.12	Between 2nd and 3rd supports	17.12	Right end	0		
Location	Value [t]																						
Left end	0																						
Before 1st support	17.20																						
Between 1st and 2nd supports	-51.89																						
Between 1st and 2nd supports	19.57																						
Between 2nd and 3rd supports	12.95																						
Between 2nd and 3rd supports	52.42																						
Between 2nd and 3rd supports	17.12																						
Between 2nd and 3rd supports	17.12																						
Right end	0																						
Compliment des charges permanentes	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au CCP</p> <p>Detailed description: This diagram shows the shear force distribution for the complement of permanent loads. The values are significantly smaller than in the first diagram. It starts at zero, peaks at 0.69 t before the first support, drops to -0.80 t between supports, crosses zero at 2.21 t, peaks at 0.69 t at the second support, drops to 0.69 t between the second and third supports, crosses zero at 2.21 t, peaks at 2.21 t at the third support, and ends at zero.</p> <table border="1"><thead><tr><th>Location</th><th>Value [t]</th></tr></thead><tbody><tr><td>Left end</td><td>0</td></tr><tr><td>Before 1st support</td><td>0.69</td></tr><tr><td>Between 1st and 2nd supports</td><td>-0.80</td></tr><tr><td>Between 1st and 2nd supports</td><td>2.21</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>0.69</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>0.69</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>2.21</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>2.21</td></tr><tr><td>Right end</td><td>0</td></tr></tbody></table>	Location	Value [t]	Left end	0	Before 1st support	0.69	Between 1st and 2nd supports	-0.80	Between 1st and 2nd supports	2.21	Between 2nd and 3rd supports	0.69	Between 2nd and 3rd supports	0.69	Between 2nd and 3rd supports	2.21	Between 2nd and 3rd supports	2.21	Right end	0		
Location	Value [t]																						
Left end	0																						
Before 1st support	0.69																						
Between 1st and 2nd supports	-0.80																						
Between 1st and 2nd supports	2.21																						
Between 2nd and 3rd supports	0.69																						
Between 2nd and 3rd supports	0.69																						
Between 2nd and 3rd supports	2.21																						
Between 2nd and 3rd supports	2.21																						
Right end	0																						
Surcharge A	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au surcharge A</p> <p>Detailed description: This diagram shows the shear force distribution for surcharge A. It starts at zero, peaks at 7.83 t before the first support, drops to -9.03 t between supports, crosses zero at 25.39 t, peaks at 9.09 t at the second support, drops to 7.74 t between the second and third supports, crosses zero at 25.84 t, peaks at 7.74 t at the third support, and ends at zero.</p> <table border="1"><thead><tr><th>Location</th><th>Value [t]</th></tr></thead><tbody><tr><td>Left end</td><td>0</td></tr><tr><td>Before 1st support</td><td>7.83</td></tr><tr><td>Between 1st and 2nd supports</td><td>-9.03</td></tr><tr><td>Between 1st and 2nd supports</td><td>25.39</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>9.09</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>7.74</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>7.74</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>25.84</td></tr><tr><td>Between 2nd and 3rd supports</td><td>25.84</td></tr><tr><td>Right end</td><td>0</td></tr></tbody></table>	Location	Value [t]	Left end	0	Before 1st support	7.83	Between 1st and 2nd supports	-9.03	Between 1st and 2nd supports	25.39	Between 2nd and 3rd supports	9.09	Between 2nd and 3rd supports	7.74	Between 2nd and 3rd supports	7.74	Between 2nd and 3rd supports	25.84	Between 2nd and 3rd supports	25.84	Right end	0
Location	Value [t]																						
Left end	0																						
Before 1st support	7.83																						
Between 1st and 2nd supports	-9.03																						
Between 1st and 2nd supports	25.39																						
Between 2nd and 3rd supports	9.09																						
Between 2nd and 3rd supports	7.74																						
Between 2nd and 3rd supports	7.74																						
Between 2nd and 3rd supports	25.84																						
Between 2nd and 3rd supports	25.84																						
Right end	0																						

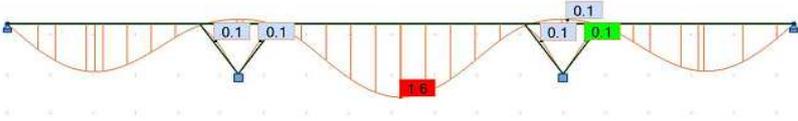
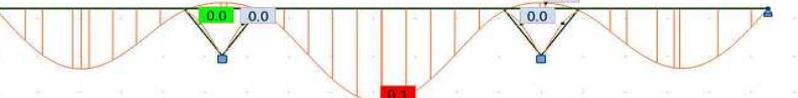
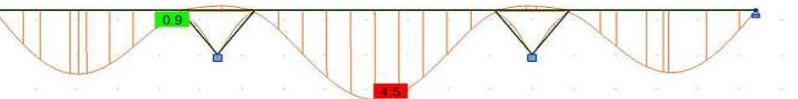
ANNEXES

<p>D240</p>	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au D240</p>
<p>BC</p>	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au BC</p>
<p>MC120</p>	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au MC120</p>
<p>D280</p>	 <p>Diagramme de l'effort tranchant du au D280</p>

Annexe IV

ANNEXES

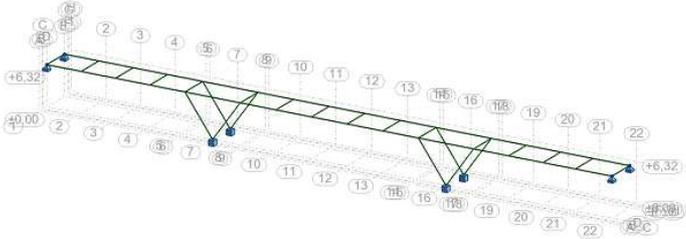
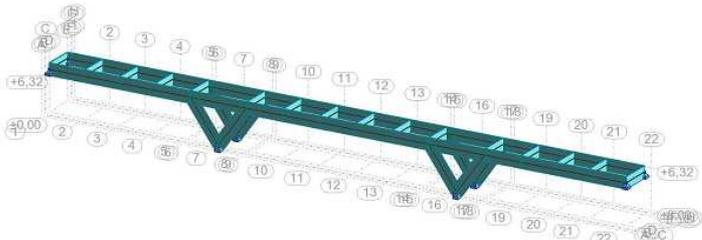
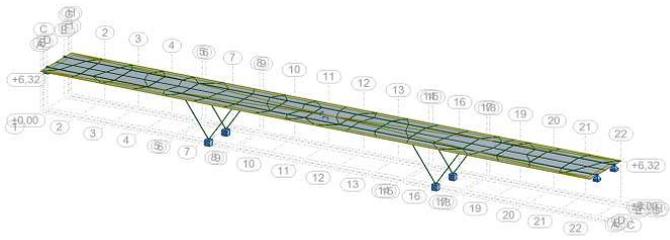
ANNEXE IV : Analyse des flèches.

Cas de charge	La flèche [mm]
<p>Poids propre</p>	 <p>Diagramme de la flèche due au poids propre.</p>
<p>Charge Complémentaire permanente</p>	 <p>Diagramme de la flèche due au CCP.</p>
<p>D240</p>	 <p>Diagramme de la flèche due à la charge D240.</p>

Annexe V

ANNEXES

ANNEXE V :

Figure	Model
Model 3D	 <p>A 3D wireframe model of a beam structure. The beam is supported by two triangular trapezoidal supports. The structure is defined by a grid of 22 vertical lines (numbered 2 to 22) and 5 horizontal lines (labeled C, D, E, F). Elevation markers are present at +6.32, +0.00, and -4.00. The beam is shown in a perspective view, highlighting its structural geometry.</p>
Vue en 3D avec section	 <p>A 3D model of the beam structure with a section cut. The section cut is highlighted in a teal color, showing the internal profile of the beam. The model includes the same grid and elevation markers as the wireframe model, providing a clear view of the beam's cross-section.</p>
Vue en 3D avec Dalle	 <p>A 3D model of the beam structure with a slab on top. The slab is highlighted in a green color, showing its thickness and how it sits on the beam. The model includes the same grid and elevation markers, illustrating the complete assembly.</p>