

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE 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 mixte quadri poutres au Pins Maritimes



Réalisé par :

Mr. MOKRANI Hichem
Mr. BOUDEBA Billel

Encadré par :

Mme. CHERID
Mr. LAKEHAL

Proposé par :

E.M.A

Promotion: juin 2011
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 « Éducativement et intellectuellement » afin d'effectuer et terminer nos études sereinement.

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

Nous remercions particulièrement notre promotrice et promoteur, Madame CHERID et Monsieur LAKEHAL pour leurs conseils, patiences et suivi durant l'élaboration de ce projet.

Nos remerciements s'adressent également et spécialement à M. CHAMALI Badreddine qui nous a aidés durant la réalisation de ce projet.

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

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

Promotion 2011

Dédicaces

Hichem

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents,

Mes frères et mes sœurs,

Toute ma famille,

Ainsi qu'à tous mes amis.

Billel

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

Mes chers frères : Karim, Soufiane, Saleh et ma chère sœur

A toute la famille BOUDEBA et ABCHICHE

*A tous mes amis en particulier : Saïd Boukachabia, Wahab
Belaidi, Bousmaha Laoufi, Hamza Mezghiche, Hichem Mokrani,
Badredine Chemali, Reda Bosbaà, Abdesleme Chalabi, Belkacem
Benbayzid et Aissam Beldjazia.*

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

ملخص

الهدف من هذا العمل تصميم و حساب جسر مختلط، و هو من نوع المفرط السكون ذو ثلاث اتجاهات يبلغ طوله 95 م أما عرضه 14,35 م يحدها رصيف للمارة من جهة وحاجز أمني لسلامة من جهة أخرى كما يمكن تمرير من خلالها الأنابيب و أسلاك الكهرباء.

يرتكز هذا الجسر على 3 مساند واحد في الوسط و اثنان جانبيين. يتكون من اثنان مقاطع طول كل واحد منها 43م و 53. بلاطة من الخرسانة المسلحة و مرتكز على أربع عرئط حديدية.

اختيار هذا النوع من الجسر تم على أساس مختلف العوامل الطبيعية و الاقتصادية المتعلقة بالمشروع.

نهتم في هذه الدراسة بمعاينة قدرة المشروع على مقاومة مختلف القوى الخارجية المؤثرة عليه و ذلك بحسابنا للإجهاد و مقارنتها بالآجهادات التي بإمكانه تحملها و التأكد من عدم تعرضه للالتواء مع الأخذ بعين الاعتبار بتوصيات CM و BEAL.

كلمات مفتاحية : جسر مختلط ، مساند.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont routier mixte hyperstatique, à trois voies de circulation. Sa longueur est de 95 m, sa largeur est de 14,35 m, il est bordé d'un trottoir d'un coté et d'une glissière de sécurité d'un autre coté.

Le tablier repose sur trois appuis, une pile et deux culées. La dalle en béton armé est appuyée sur quatre poutres en acier.

Cette variante à été choisit sur la base des différentes contraintes imposées, des données naturelles et économiques du projet.

Par ailleurs, les sollicitations sont obtenues par le logiciel Robot Millenium, ensuite on a procédé aux différentes vérifications : cisaillement, voilement et déversement, conformément aux règlements en vigueur.

Mots clés : pont mixte hyperstatique, pile, culée.

Abstract

The goal of this work is the conception and the survey of a bridge road mixed hyper static, to three ways of circulation. Its length is 95 m, its width is 14, 35 m, it is edged of a sidewalk, border and of two crash-barriers.

The apron rests on three supports, a pile and two abutments. The tile made of reinforced concrete is pushed on four beams made of steel.

This variant to summer chooses on the basis of the different constraints imposed, of the data natural and economic of the project.

Otherwise, the solicitations gotten by the software Robot Millennium, then one conducted the different verifications: shearing, warp and tipping, in accordance with the regulations in force.

Keyword: mixed hyper static bridge, pile, and abutment

Sommaire

Introduction générale

Introduction	1
Présentation de l'ouvrage	2

Chapitre I

Conception générale

1. Introduction	7
2. Choix et type d'ouvrage :	7
3. Comment procéder au choix	7
3.1 Variante N°1: Pont à poutre en béton précontrainte par poste- tension (Pont à deux travées)	7
3.1.1. Les avantages et les inconvénients d'un pont à poutre en béton précontraint	8
a) Les avantages	8
b) Les inconvénients	8
3.2. Variante N°2 : Pont mixte : quadri poutre	8
3.2.1. Les avantages et les inconvénients d'un pont mixte	9
a) Les avantages	9
b) Les inconvénients	9
3.3. Variante N°3 : Pont construit en voussoirs préfabriqués	9
3.3.1. Les avantages et les inconvénients d'un pont construit en voussoirs préfabriqués	10
a) Les avantages	10
b) Les inconvénients	10
3.4. Analyse multicritère	10
3.5. Choix du procédé de mis en œuvre	11
a) La variante isostatique	11
b) La variante hyperstatique	11
4. Eléments constitutifs d'un pont	11
5. Conclusion	12

Chapitre II

Pré dimensionnement

1. Introduction	13
2. Poutres reconstituées soudées (PRS)	13
2.1. Caractéristiques géométriques	13
a) épaisseur de la dalle	14
b) Poutre principale	14
c) Dimensionnement des membrures	15
d) Les entretoises	17
e) Pièces du pont : <u>Diaphragme</u>	18
2.2. Calcul des caractéristiques géométriques de la section d'acier	18
2.2.1. Poutres principales	18
2.2.2. Les entretoises	25
2.2.3. Pièces du pont : <u>Diaphragme</u>	25

3. Conclusion	26
---------------	----

Chapitre III

Matériaux de constructions

1. Introduction	27
2. Béton armé	27
2.1. La résistance à la compression	27
2.2. La résistance à la traction	27
2.3. Contraintes de compression	28
2.4. Coefficient de poisson ν	28
2.5. Module de déformation longitudinale du béton « E »	29
3. Les aciers	29
3.1. Aciers des poutres métalliques	29
3.2. Acier pour armature	30
3.2.1. Les caractéristiques de	30
a) La limite d'élasticité	30
b) La contrainte limite de traction	30
c) Module d'élasticité de l'acier	30
d) Diagramme contrainte –déformation	30
4. Conclusion	31

Chapitre IV

Charges et surcharges

1. Introduction	32
2. Charges permanentes	32
2.1. Les éléments porteurs	32
a) Poids propre de la dalle	32
b) Poids de la charpente	32
2.2. Les éléments non porteurs	32
2.3. Poids propre total du tablier	34
3. Charges climatiques	34
3.1. Charge thermique	34
a) Variations linéaires	34
b) Gradient thermique	34
3.2. Effet de retrait	34
3.3. Charge du vent	34
4. Les surcharges d'exploitation	34
4.1. Caractéristiques du pont	35
a) La largeur roulable (l_r)	35
b) La largeur chargeable (l_s)	35
c) Nombre des voies de circulation	35
d) Largeur d'une voie	35
e) Classe du pont	35
4.2. Charges de chaussée	35
4.2.1. Système de charge A	35

4.2.2. Système de charge B	36
a) Surcharge B_c	36
b) Surcharge B_t	37
c) Surcharge B_r	37
d) Surcharges militaires	37
e) Charge type D	38
f) Les surcharges sur trottoirs	38
g) Effort de freinage	38
h). Force centrifuge	39
5. Action sismiques	39
6. Action accidentelles	39
7. Combinaisons de charges	40
8. Conclusion	40

Chapitre V

Etude en phase d'exécution

1. Introduction	41
2. Les différentes étapes de réalisation de pont	41
a) Construction des appuis (piles, culées)	41
b) L'assemblage de l'ossature métallique	41
c) La dalle	41
3. Méthode d'analyse	42
3.1. Modélisation	42
a) Modélisation du tablier	42
b) Les conditions d'appuis	42
c) La méthodologie de calcul	43
3.2. Méthode de construction	43
4. Évaluation des sollicitations	44
5. Vérification des contraintes	45
5.1. Contraintes normales	45
a) Contrainte de compression	45
b) Contrainte de traction	46
5.2. Vérification au cisaillement de l'âme	46
5.3 Vérification du voilement de l'âme	47
5.4 Vérification au déversement	51
6. Conclusion	61

Chapitre VI

Etude en phase de service

1. Introduction	62
2. Dimensionnement de la dalle en béton armé	62
2.1 Fonctionnement :	62
2.2 Calcul des moments	62
2.2.1 Dimensionnement transversal de la dalle	63
2.2.1.1 Définition des charges	63

a) Charges permanentes	63
b) Surcharges d'exploitation	64
2.2.1.2 Détermination des efforts	65
3. Combinaisons aux états limites	66
3.1 État limite ultime ELU	66
3.2 État limite de service ELS	67
4. Calcul du ferrailage dans la section transversale	67
4.1. La section S2 : <u>en travée</u>	67
4.2. La section S1 : <u>à l'appui</u>	69
5. Vérification des armatures minimales	71
6. Calcul des armatures longitudinales	71
7. Etude de la section mixte	72
7.1. Détermination des caractéristiques géométriques des sections d'acier et de béton	72
a) Section d'acier	72
b) Section de béton	72
7.2. Hypothèses de calcul	74
7.3. Détermination des caractéristiques géométriques	75
8. Vérification des contraintes à L'ELS	78
8.1. Contraintes dues aux sollicitations internes	78
8.2. Contraintes dues à différentes charges	80
a) Vérification des contraintes pour le moment maximum positif	84
b) Vérification des contraintes pour le moment maximum négatif dans les armatures passives	84
c) Vérification de l'âme de la poutre	85
d) Vérification au voilement	86
e) Vérification au déversement	91
8.3. Vérification des entretoises	92
a) Vérification au cisaillement	92
b) Les contraintes maximales	92
c) Vérification au voilement :	93
8.4. Vérification des pièces de pont : <u>Diaphragmes</u>	94
a) Vérification au cisaillement	94
b) Les contraintes maximales	94
c) Vérification au voilement	95
9. Vérification à L'ELU	96
9.1. Justification des poutres principales mixtes	96
a) Vérification pour un moment positif	96
b) Vérification pour un moment négatif	101
c) Vérification à l'effort tranchant	104
9.2. Vérifications des entretoises et pièces de pont	105
a) Les entretoises	105
b) Justification des pièces de pont	106
10. Calcul des déformations	107
10.1. Flèches	107
10.2. Contres flèches	108
11. Conclusion	109
Conclusion générale	110

La liste des figures

Fig.1. présentation de l'ouvrage

Fig.2. Tracé en plan de l'ouvrage

Fig.3. Profil en long

Fig.4. Profil en travers de l'ouvrage.

Fig.5. Gabarit sous l'ouvrage.

Fig.6.Sondage SP4

Fig.7.Sondage SP8

Fig.8.Sondage SP6

Fig. I.1. Précontrainte par post tension

Fig. I.2 Section transversale de tablier d'un pont mixte.

Fig. I.3. Voussoir préfabriqué.

Fig. II.1. Géométrie de la section PRS.

Fig. II.2. Coupe transversale du tablier à entretoises.

Fig. II.3. Coupe transversales des poutres principales

Fig. II.4. Schéma et dénomination des poutres.

Fig. II.5. Géométrie de la section HEA 600.

Fig. II.6. Géométrie de la section du diaphragme.

Fig. II.7. Géométrie de la section d'acier.

Fig. II.8. Géométrie de la section de l'entretoise.

Fig. II.9. Géométrie de la section du diaphragme.

Fig. III.1. Diagramme contrainte – déformation.

Fig. V.1. Schéma de coulage de la dalle.

Fig. V.2. Modèle de calcul en tridimensionnel

Fig. V.3. Charpenterie métallique + pré-dalles (travée C0B-P1 et P1-C2).

Fig. V.4. Coulée de la dalle en travée C0B-P1.

Fig. V.5. Coulée de la dalle en travée P1-C2.

Fig. V.6. Coulée de la dalle dans la zone d'appui P1.

Fig. V.7. Les contraintes dans l'âme de la poutre.

Fig. V.8. Les contraintes dans l'âme de la poutre.

Fig. V.9. Dimension de la section 1

Fig. V.10. Dimension de la section 2

Fig. V.11. Dimension de la section 3

Fig. V.12. Dimension de la section 4

Fig. V.13. Dimension de la section 5

Fig. V.14. Dimension de la section 6

Fig.VI.1. Section transversale de la dalle.

Fig.VI.2. La répartition des charges permanentes sur la dalle.

Fig.VI.3.Diagramme de moment du poids propre.

Fig.VI.4. Diagramme de moment de la charge D240.

Fig.VI.5. Diagramme de moment de la surcharge sur trottoir.

Fig.VI.6. Diagramme de moment à l'état limite ultime ELU.

Fig.VI.7. Diagramme de moment à l'état limite de service ELS.
Fig.VI.8. Schéma de ferrailage.
Fig.VI.9. Définition de la largeur efficace.
Fig.VI.10. Calcul des distances L_e entre les points de moment nul.
Fig.VI.11. Section du béton 1 considérée dans la section mixte.
Fig.VI.12. Section du béton 2 considérée dans la section mixte.
Fig.VI.13. Centre de gravité de la section mixte
Fig. VI.14. Les contraintes dans la section mixte (poutre plus armature passive).
Fig.VI.15. Diagramme du moment à l'ELS sous la combinaison de charge 7.
Fig.VI.16. Diagramme du moment à l'ELS sous la combinaison de charge 9.
Fig.VI.17. Diagramme du moment à l'ELS sous la combinaison de charge 11.
Fig.VI.18. Diagramme du l'effort tranchant à l'ELS sous la combinaison de charge 7.
Fig.VI.19. Diagramme du l'effort tranchant à l'ELS sous la combinaison de charge 9.

Fig.VI.20. Diagramme du l'effort tranchant à l'ELS sous la combinaison de charge 11.
Fig. V.21. Section mixte (poutre + armature).
Fig. 22.VI. Diagrammes des moments fléchissant.
Fig. 23.VI. Diagrammes des efforts tranchant.
Fig. VI.24. Diagrammes des moments fléchissant.
Fig.VI.25. Diagrammes des efforts tranchant.
Fig.VI.26. Diagramme du moment à l'ELU sous la combinaison de charge 1.
Fig.VI.27. Diagramme du moment à l'ELU sous la combinaison de charge 2.
Fig.VI.28. Diagramme du l'effort tranchant à l'ELU sous la combinaison de charge 1.
Fig.VI.29. Diagramme du l'effort tranchant à l'ELU sous la combinaison de charge 2.
Fig.VI.30. L'effet du vent sur les entretoises [10].
Fig.VI.31.Soulèvement de la dalle.
Fig. VI.32.Géométrie de la section
Fig.VI.33. Diagrammes de l'effort tranchant.
Fig.VI.34. Diagrammes des flèches.
Fig.VI.35.Schéma de la contre flèche.

La liste des tableaux

Tableau.1. La répartition des investigations géotechnique.

Tableau.2. Caractéristiques géotechniques de la pile.

Tableau. I.1. Analyse multicritère

Tableau. II.1. Les largeurs des semelles en fonctions de la portée.

Tableau. II.2. Dimensions des sections.

Tableau. II.3. Les distances des sections de la poutre 1 et 2.

Tableau. II.4. Les distances des sections des poutres 3 et 4.

Tableau. II.5. Caractéristiques géométriques de la section de l'acier 1.

Tableau. II.6. Caractéristiques géométriques de la section de l'acier 2.

Tableau. II.7. Caractéristiques géométriques de la section de l'acier 3.

Tableau. II.8. Caractéristiques géométriques de la section de l'acier 4.

Tableau. II.9. Caractéristiques géométrique de la section de l'acier 5.

Tableau. II.10. Caractéristiques géométrique de la section de l'acier 6.

Tableau. II.11. Caractéristiques géométrique de la section de l'acier.

Tableau III.1. Limitation des contraintes admissibles dans l'acier.

Tableau IV.1 Les charges des éléments non porteurs.

Tableau. IV.2. Les valeurs de charge A.

Tableau. IV.3. Les valeurs de système B_c .

Tableau. IV.4. Les valeurs de système B_t .

Tableau. IV.5. Les valeurs de système B_r .

Tableau. IV.6. Les valeurs de système M_{c120}

Tableau. IV.7. Les coefficients des combinaisons.

Tableau. IV.8. Les combinaisons à L'ELU et L'ELS.

Tableau. V.1. Récapitulatif des sollicitations.

Tableau. V.2. Vérification des contraintes de compression.

Tableau. V.3. Vérification des contraintes de traction.

Tableau. V.4. Vérification des contraintes de cisaillement de l'âme.

Tableau. V.5. Dimensions de l'âme de la poutre

Tableau. V.6. Récapitulatif des contraintes.

Tableau. V.7. Les contraintes critiques en fonction de K_σ et K_τ .

Tableau. V.8. Le coefficient K_σ .

Tableau. V.9. Le coefficient K_τ .

Tableau. V.10. Coefficient K_τ

Tableau. V.11. Récapitulatif des contraintes critiques.

Tableau. V.12. Vérification au voilement.

Tableau.VI.1. les Poids permanents des différents éléments.

Tableau.VI.2.Charge maximum par essieu de Bc

Tableau VI.3. Les moments à L'ELU aux sections S1 et S2.

Tableau VI.4. Les moments à L'ELS aux sections S1 et S2.

Tableau VI.5. Les valeurs du b_{eff} .

Tableau VI.6. Caractéristiques géométrique de la section du béton.

Tableau VI.7. Caractéristiques géométrique de la section du béton.

Tableau.VI.8. Caractéristiques de la section mixte (1-1 correspond respectivement à la section1 de Béton et la section 1 de l'acier)

Tableau.VI.9. Caractéristiques de la section mixte (2-1 correspond respectivement à la section2 de Béton et la section 1 de l'acier).

Tableau.VI.10. Vérification des contraintes sous l'effet du retrait.

Tableau.VI.11. Vérification des contraintes sous l'effet de la différence de température.

Tableau VI.12. Moment fléchissant max positif à L'ELS

Tableau VI.13. Moment fléchissant max négatif à L'ELS

Tableau VI.14. Effort tranchant maximum.

Tableau VI.15. Vérification des contraintes dues au moment positif à L'ELS.

Tableau VI.16. Caractéristiques géométriques de la section mixte.

Tableau VI.17. Vérification des contraintes dues au moment négatif à L'ELS.

Tableau. VI.18. Vérification des contraintes de cisaillement de l'âme.

Tableau. VI.19. Dimensions de l'âme de la poutre.

Tableau. VI.20. Les contraintes critiques en fonction de K_{σ} et K_{τ} .

Tableau. VI.21. Le coefficient K_{σ} .

Tableau. VI.22. Le coefficient K_{σ} .

Tableau. VI.23. Coefficient K_{τ} .

Tableau. VI.24. Récapitulatif des contraintes critiques.

Tableau. VI.25. Récapitulatif des contraintes critiques.

Tableau. VI.26. Vérification au voilement vis à vis le moment fléchissant positif.

Tableau. VI.27. Vérification au voilement vis à vis le moment fléchissant négatif.

Tableau. VI.28. Vérification au déversement.

Tableau VI.29. Tableau récapitulatif des contraintes.

Tableau VI.30. Tableau récapitulatif des contraintes

Tableau. VI.31. Position de l'axe neutre plastique(ANP).

Tableau. VI.32. Valeurs de la résistance en traction des sections d'aciers.

Tableau. VI.33. Valeurs de l'aire de la semelle sup et d'acier comprimé.

Tableau. VI.34. Valeurs de l'aire de la semelle sup et d'acier comprimé.

Tableau. VI.35. Valeurs de l'axe neutre plastique.

Tableau. VI.36. Valeurs de l'axe neutre plastique.

Tableau VI.37. Moment fléchissant max positif à L'ELS.

Tableau VI.38. Moment fléchissant max négatif à L'ELS.

Tableau. VI.39. Vérification du moment positif à L'ELU.

Tableau. VI.40. Vérification du moment positif à L'ELU.

Tableau. VI.41. Position de l'axe neutre plastique.

Tableau. VI.42. Valeurs de la résistance en traction des sections d'aciers.

Tableau. VI.43. Valeurs de l'aire de la semelle sup et d'acier comprimé.

Tableau. VI.44. Valeurs de l'axe neutre plastique.

Tableau. VI.45. Vérification du moment négatif à L'ELU

Tableau. VI.46. Vérification du moment négatif à L'ELU.

Tableau VI.47. Effort tranchant maximum.

Tableau. VI.48. Vérification du l'effort tranchant à L'ELU.

Tableau. VI.49. Valeurs de la flèche.

Tableau. VI.50. Valeurs de la contre flèche.

Introduction générale

Introduction :

L'importance stratégique du pont n'est plus à démontrer aujourd'hui car ils constituent l'ossature principale du réseau routier d'un pays.

L'Algérie, pays en plein développement, s'est attachée à la réalisation des grands ouvrages (ponts, barrages,...)

L'évolution des techniques informatiques basées sur le calcul des structures en éléments finis permet de concevoir et d'étudier des ouvrages aussi complexes que possible. La conception d'un pont consiste en un long travail d'étude visant la conciliation de diverses contraintes ; dont l'importance et l'ordre de prééminence varient selon le projet : données naturelles de franchissement, données fonctionnelles de la voie portée, procédés de construction, insertion dans l'environnement, coûts et délais....

En alliant les avantages de l'acier et du béton, les ponts mixtes offrent une solution économique pour de nombreux ouvrages. Le succès du pont mixte tient, en outre, au bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques.

On exploitera :

- la résistance à la compression du béton pour constituer la dalle ;
- la résistance en flexion de l'acier pour former la poutre. De nos jours, l'acier est le matériau incontournable pour les ouvrages d'art de moyenne et grande portée. Les ponts trouvent dans l'acier la possibilité de repousser toujours plus loin leurs limites structurelles, d'allier performance technique et réussite esthétique.

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a lancé un programme pour réaliser la ligne Est de Tramway d'Alger qui comprend plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation ; un de ces ouvrages nous a été proposé dans le cadre de notre projet de fin d'études.

Notre travail comporte six chapitres.

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

Le premier chapitre concerne la conception générale, on propose le type d'ouvrage à partir de différentes variantes possibles, en prenant en considération les différentes contraintes imposées.

Le second chapitre porte sur le pré dimensionnement des poutres principales et leurs différentes sections ainsi que les entretoises et les diaphragmes.

Le troisième chapitre porte sur 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 a été choisi d'une part. D'autre part, l'évaluation des efforts ainsi que leurs vérifications ont été faites.

Le sixième chapitre comprend le calcul de dimensionnement en phase de service, les vérifications des sollicitations dans les poutres, les entretoises et les pièces de pont à l'état limite de service et à l'état limite ultime, y compris une étude transversale de la dalle. On clôture ce chapitre par calculé les flèches et réalisé les contre flèches.

On terminera notre étude par une conclusion générale.

Présentation de l'ouvrage :

Notre sujet de fin d'étude a pour but de faire une conception et l'étude de l'ouvrage OA3, cet ouvrage est un viaduc routier reliera la ville de Mohammedia aux Pins Maritimes, permettant le franchissement de l'autoroute N°5 (Boumerdes⇌Alger centre).



Fig.1. présentation de l'ouvrage [1].

➤ Données fonctionnelles :

✚ Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie porte, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur droite de 95m.



Fig.2. Tracé en plan de l'ouvrage.

✚ Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière unidirectionnelle présente une pente de 1 % pour la première travée et 0,6 % pour la deuxième, en partant du niveau 33,84m au niveau 33,97m.

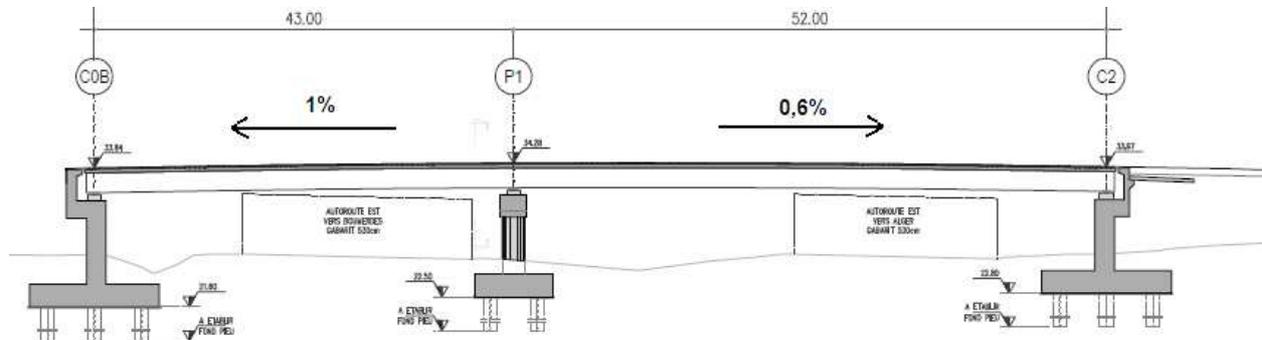


Fig.3. Profil en long.

✚ Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur de la chaussée: **11.00 m.**
- Largeur du trottoir: **2.30m.**
- Largeur du passage de service : **1.05m**
- Nombre de voies de circulations : **3 voies (sens unique).**
- Le dévers: **2.5%.**
- La largeur totale : **14.35m.**

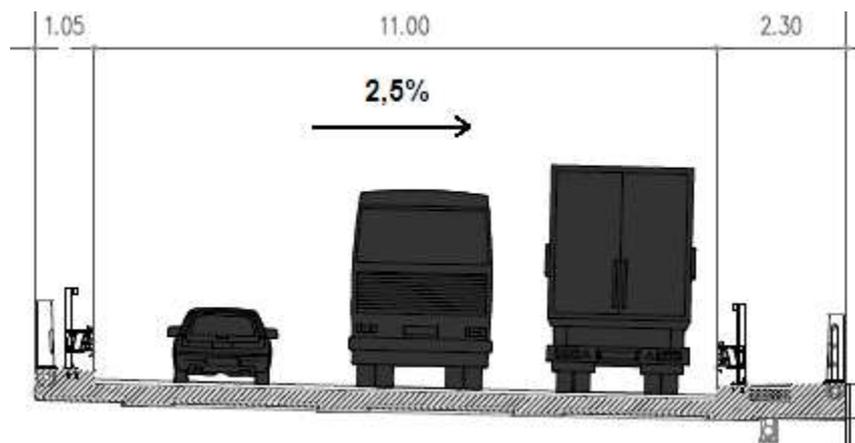


Fig.4. Profil en travers de l'ouvrage.

✚ Gabarit :

Le gabarit est une grandeur associée aux véhicules. Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc.).

Notre ouvrage franchit l'autoroute N°5 (Alger Boumerdes, Boumerdes Alger) sa longueur est

de 95 m, la pile est située sur le terre plein central.

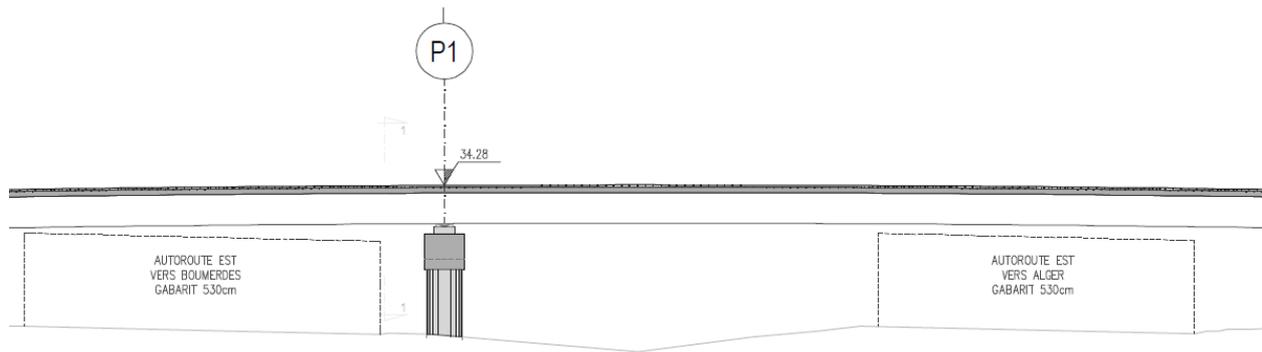


Fig.5. Gabarit sous l'ouvrage.

➤ **Données naturelles :**

🚧 **Données climatiques :**

❖ **La température :**

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, ils influent sur les joints de chaussée et les appareilles d'appui ($\pm 30^{\circ}\text{C}$).

❖ **Le vent :**

Les efforts engendrés sur les ouvrages par le vent, sont fixés par le [2] :

- 2.00 KN/m^2 pour les ouvrages en service.
- 1.25 KN/m^2 pour les ouvrages en cours de construction.

Données sismologiques :

La région d'Alger est classée comme une zone de forte sismicité (zone III) selon [2]

Données géotechniques :

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments important dans le choix de variante des ouvrages.

Dans le même site nous avons trois ponts : un pont pour le tramway, l'ancien pont et notre pont. A cet effet, les différents essais effectués sur ce site sont:

- Six (06) sondages pressiométriques.
- Un (01) sondage carotté de 30 mètres de profondeur au niveau de la pile **P1** de l'ouvrage d'art OA3.

La représentation des investigations géotechniques est donnée dans le tableau ci-dessous :

Type de sondage	Nombre de sondage	N°sondage	Profondeur (m)
Pressiométriques	6	SP3, SP4, SP5, SP6,SP8,SP9	30
Sondage carotté	1	OA3-SC7	30

Tableau.1. La répartition des investigations géotechnique.

Les résultats des essais sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Unité	Description du sol	$\gamma(KN/m^3)$	$\varphi_u(^{\circ})$	$C_u (KPa)$	$\varphi'(^{\circ})$	$C'(KPa)$	Observation
1	Remblai anthropique	20	-	-	30°	0	
2	Sable légèrement à argilo-graveleux	20	-	-	32°	0	
3	Sable +/- consolidé et grésifié	21	-	-	32°	20	
4	Grés compact	22	-	-	32°	50	Couche métrique ponctuelle
5	Argile sableuse ferme	20	15°	>50	28°	15	

Tableau.2. Caractéristiques géotechniques de la pile.

Les coupes géologiques pour les sondages pressiométriques SP4, SP8, SP6 sont données dans les figures ci-dessous :

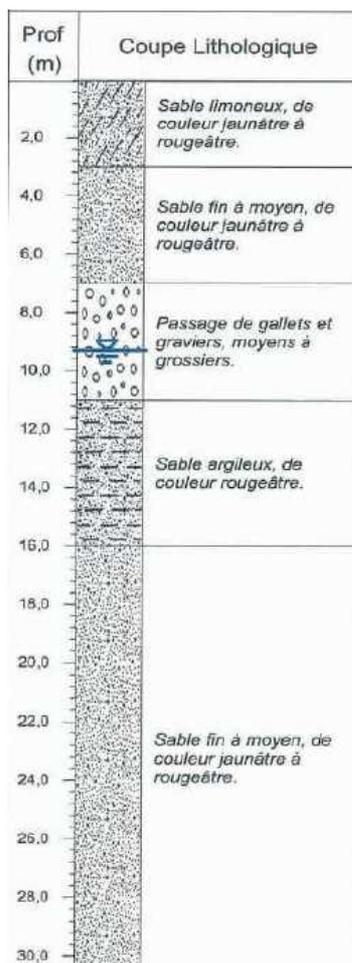


Fig.8.Sondage SP4

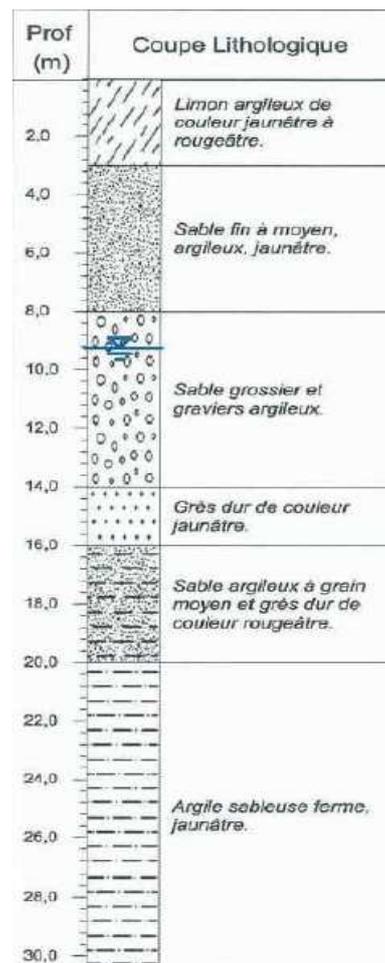


Fig.7.Sondage SP8

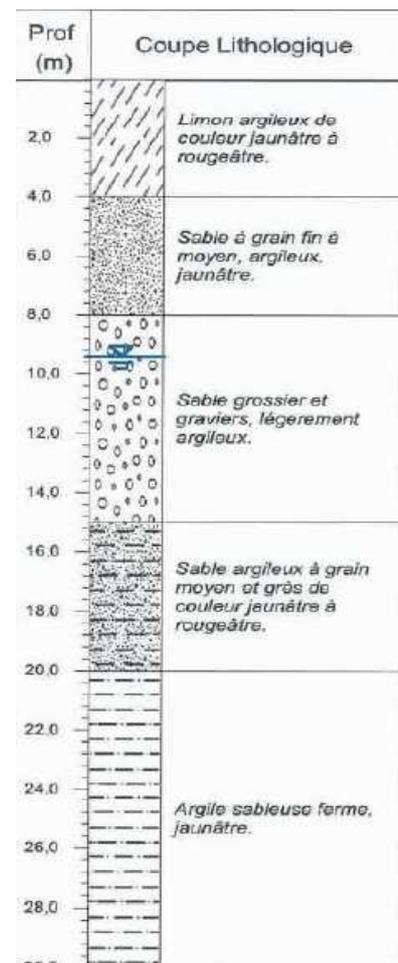


Fig.8.Sondage SP6

Avec :

- le sondage pressiométrique SP4 est situé au niveau de la culée droite COB.
- Le sondage pressiométrique SP8 est situé au niveau de la culée gauche C2.
- Le sondage pressiométrique SP6 est situé au niveau de la pile de l'ouvrage Tramway.

Remarque :

La nappe d'eau se trouve à une profondeur de 9,30m pour SP4 et SP6 et une profondeur de 9,25m pour SP8 .

D'après le rapport géotechnique et en considérant les considérations géologiques et géotechniques, on a opté pour des fondations profondes.

Chapitre I

Conception générale

1. Introduction :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

2. Choix et type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleurs, et qui feront ensuite l'objet d'étude plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle intervient de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

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

3. Comment procéder au choix :

Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés. Si la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter, on voit que pour certaines gammes de portées plusieurs types de pont peuvent être retenus. Par exemple, pour des portées de l'ordre de 50m, on peut proposer un pont à poutres en béton précontrainte, un pont mixte et un pont en voussoirs coulés sur place ou préfabriqués.

Pour notre ouvrage trois variantes sont envisagées :

- **Variante N°1** : pont à poutre en béton précontraint par post tension.
- **Variante N°2** : pont mixte à poutres.
- **Variante N°3** : pont construit en encorbellement.

3.1 Variante N°1 : Pont à poutre en béton précontrainte par post-tension :

En béton précontrainte, le traitement consiste à pré comprimé certaines zones du béton pour le rendre capable de résister aux charges extérieures.

Il existe deux grandes techniques de précontraintes :

- a) précontrainte par pré-tension :

Les armatures sont tendues à l'avance puis on vient couler le béton dessus.

b) La post-tension consiste a :

- Pose des armatures enrobées dans une gaine isolante
- Coulage du béton et durcissement
- Mise en tension des aciers qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci
- Blocage des aciers au cône d'ancrage. Injection du coulis dans la gaine

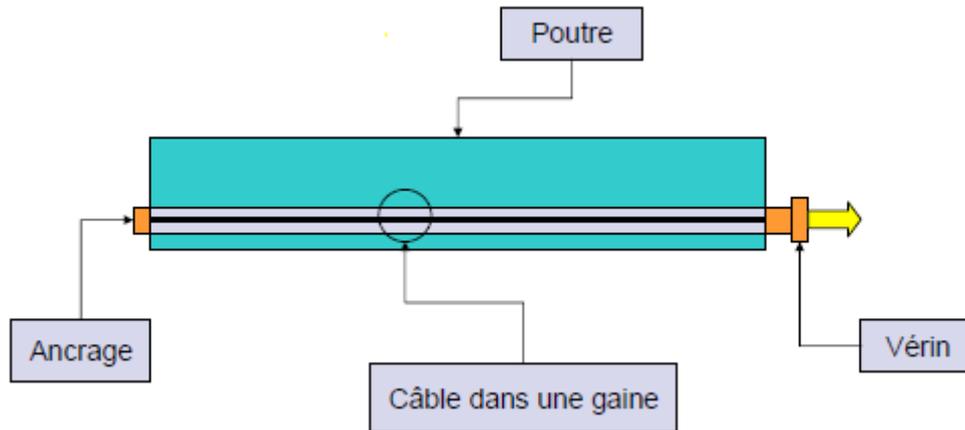


Fig. I.1. Précontrainte par post tension

3.1.1. Les avantages et les inconvénients d'un pont à poutre en béton précontraint :

a) **Les avantages :**

- Utilisation rationnelle des qualités et résistance du béton (compression) et de l'acier (traction)
- La diminution du poids propre
- L'augmentation de la durabilité grâce à l'élimination de la fissuration
- Une meilleure rigidité.
- Une augmentation importante des portées.

b) **Les inconvénients :**

- Utilisation du matériel et équipement spéciaux
- Utilisation des matériaux de haute qualité
- Risque de détérioration des armatures de précontraintes
- Utilisation de main d'œuvre qualifiée.

3.2. Variante N°2 : Pont mixte : quadri poutres.

L'appellation de « pont mixte » recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques.

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques, en effet, ils couvrent une large gamme de portée. On distingue les poutres en **I** à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis.

Actuellement, ce sont les poutres en **I** les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est 25 à 90 m environ pour les travées indépendantes.

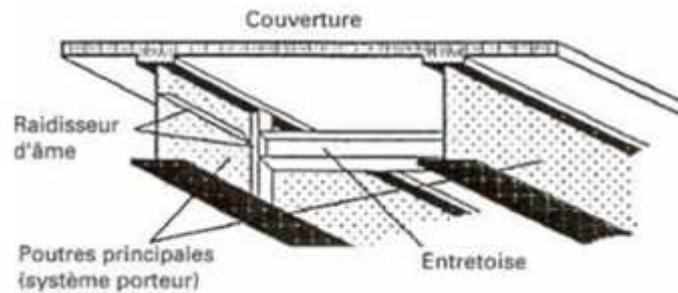


Fig. I.2 Section transversale de tablier d'un pont mixte.

3.2.1. Les avantages et les inconvénients d'un pont mixte :

a) Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- La rapidité d'exécution globale.
- ils sont économiques à la construction, en exploitation et également performants en terme de recyclage à l'issue de leur démolition. Ils sont ainsi respectueux de l'environnement.
- ils offrent de multiples possibilités architecturales,
- ils réduisent les délais de construction,
- ils permettent de raccourcir les rampes d'accès et de limiter ainsi les coûts de terrassement;
- ils perturbent rarement la circulation car la livraison et le montage des éléments préfabriqués sont rapides et peuvent être programmés durant les heures creuses;
- ils n'exigent pas d'interruption de la circulation car il ne nécessite ni d'échafaudages ni d'étais ;
- ils sont faciles à entretenir, car les éléments de la structure sont bien visibles pour les inspections et accessibles pour la maintenance.

b) Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- 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.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées.
- Les poutres en **I** sont sensibles au déversement.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

3.3. Variante N°3 : Pont en voussoirs préfabriqués.

Ce type d'ouvrage est utilisé dans le cas des ouvrages de grandes portées. l'organe porteur est constitué par un ou plusieurs caissons qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leurs parties basse par un hourdis inférieur.

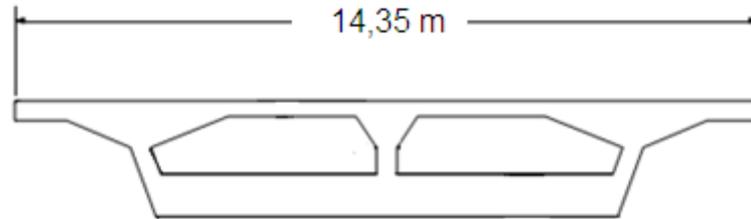


Fig. I.3. Voussoir préfabriqué.

3.3.1. Les avantages et les inconvénients de la poutre :

a) Les avantages :

- Ce type de profilé fermé présente une rigidité à la torsion (faible rotation du tablier).
- Possibilité d'assembler des caissons préfabriqués sans échafaudages.
- Pour des travées continues, les ponts caissons sont très recommandés.
- L'esthétique de ce type d'ouvrage.
- La rapidité d'exécution (voussoirs préfabriqués).
- Son cout concurrence avec succès la construction métallique.

b) Les inconvénients :

- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes de réglages des fléaux et de redistribution de sollicitation dans les structures rendues continues.
- L'influence du gradient thermique.
- La préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage, on colle les deux voussoirs par de la résine époxyde, et on prévoit au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.
- Problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints

3.4. Analyse multicritère : Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en cinq points importants.

Solution envisagée	Pont mixte quadri poutres	Pont en voussoirs préfabriqués	Pont à poutres en béton précontrainte
Economie	Chère	très chère	moins chère
Entretien	très difficiles	Facile	Facile
Esthétique	Mauvaise	Bonne	Bonne
Exécution	Facile	Difficile	Facile
Délai (chantier)	6 mois	13 mois	9 mois

Tableau. I.1. Analyse multicritère

La comparaison des trois variantes peut être effectuée à partir des 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.

Après, passage en revue des trois variantes et tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet, on opte pour la variante pont mixte quadri poutres.

3.5. Choix du procédé de mis en œuvre :

Le choix entre deux possibilités pour l'ouvrage : **hyperstatique ou isostatique** conduit à distinguer d'une part les critères directs et d'autre part des critères indirects menant à des avantages qui paraissent parfois secondaires mais peuvent être décisifs dans le choix final du projet.

En se basant sur les critères économique et esthétique et en tenant compte de la méthode de réalisation, nous avons :

a) La variante isostatique :

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

b) La variante hyperstatique :

- Possibilité de franchir des portées importantes ;
- Moins de joints intermédiaires 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 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.

4. Eléments constitutifs d'un pont :

Le pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la charge permanente et les charges d'exploitation. Il possède par ailleurs des équipements spécifiques nécessaire à son bon fonctionnement, à la sécurité des usagers et à la durabilité de l'ouvrage.

Les structures du pont doivent répondre aux données du projet, elles se réduisent à un tablier, qui est la partie de l'ouvrage qui porte directement la voie et en assure la continuité parfaite et à un système porteur composé d'appuis et de suspensions éventuellement.

Les équipements respectent des standards propres à chaque type d'ouvrage.

Premier équipement est la structure de roulement (la chaussée pour le pont route). Les équipements englobent aussi :

- Les appareils d'appui.
- Les joints de la chaussée.
- Les organes de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité).
- Les systèmes de drainage des eaux.
- L'étanchéité.
- Les corniches.

5. Conclusion :

Après le passage en revue des différentes variantes et en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet notre choix c'est porté sur un pont mixte quadri poutres hyperstatique.

Chapitre II

Pré dimensionnement

1. Introduction :

Un pont correctement conçu et bien pré-dimensionné ne subira jusqu'à l'achèvement du projet que des modifications de détail, alors qu'un pont bien conçu mais mal pré dimensionné nécessitera un volume de calcul et d'itérations important. Notre ouvrage est un pont à quatre poutres métalliques de type poutres reconstituées soudées (PRS) avec des entretoises et 3 diaphragmes situés au dessus des appuis chacun et une dalle en béton armée.

2. Poutres reconstituées soudées (PRS) :

Les poutres sont fabriquées sur mesure par soudage. La poutre **PRS** est une poutre de profilé **I**, constitué par un plat vertical appelé âme pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposés à la partie supérieure et à la partie inférieure de l'âme et fixé sur celle-ci par des cordons de soudure d'angle.

h : Hauteur de la poutre.

h_w : Hauteur de l'âme.

t_w : Épaisseur de l'âme.

b_s : Largeur de la membrure supérieure.

t_s : Épaisseur de la membrure supérieure.

b_i : Largeur de la membrure inférieure.

t_i : Épaisseur de la membrure inférieure.

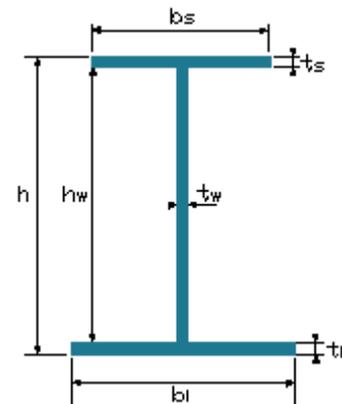


Fig. II.1. Géométrie de la section PRS.

2.1. Caractéristiques géométriques :

La détermination des caractéristiques géométriques de la poutre principale se fera suivant les règles de pré dimensionnement. [3]

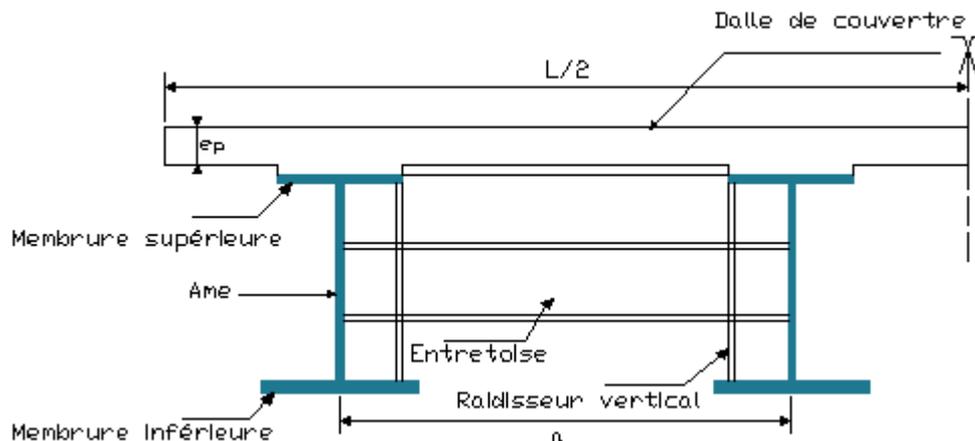


Fig. II.2. Coupe transversale du tablier à entretoises.

a) épaisseur de la dalle :

Le choix de l'épaisseur de la dalle est en respectant les points suivants :

- la largeur des encorbellements.
- la présence de trottoirs ou de (corniche, caniveaux...).
- la nature de charge (militaire, lourds...).

Donc les valeurs de l'épaisseur à prendre :

- e_p égale à 28 cm à mi travée.
- e_p varié de 28 à 54 cm pour la partie en console de la largeur 1,05 m.
- e_p varie de 28 cm à 66 cm pour la partie en console de la largeur 2,30 m.

b) Poutre principale :

• **Nombre de poutre :**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier et l'entre axe [3]

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

l : La largeur du tablier égale à 14,35m.

a : L'espacement est entre 3 et 5m.

On fixe l'espacement : $a = 4m$.

Donc :

$$N = \frac{14,35}{4} = 3,59.$$

On prend :

$$N = 4$$

$$a = 3,45m$$

• **L'élancement économique :**

L'élancement économique (hauteur de la poutre) h_w est de [3] : $\frac{L}{28} \leq h_w \leq \frac{L}{22}$

On prend : $h_w = 1,75m$

• **Epaisseur l'âme de la poutre :**

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion ;
- Résistance au cisaillement ;
- Flambement ;
- Fatigue ;
- Voilement.

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme : [3]

- $t_w \geq 0,005h_w$
- $\frac{V}{t_w \cdot h_w} \leq 100 N / mm^2$ en état limite de service.
- $t_w \geq 12mm$ pour les âmes raidies longitudinales.

On prend :

$$t_w \geq 0.005 \times 1.75 \Rightarrow \begin{cases} t_w = 16\text{mm} & \text{à l'extrémité de la poutre} \\ t_w = 20\text{mm} & \text{à l'intermédiaire de la poutre} \end{cases}$$

c) Dimensionnement des membrures :

❖ Largeur des membrures :

Les largeurs des membrures sont fournies par le **tableau. III.1** en fonction de la portée de l'ouvrage. [3]

Portée [m]	Largeur de la semelle supérieure b_s [mm]	Largeur de la semelle inférieure b_i [mm]
< 30	400	500
30 à 50	500	500 - 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	850	1000

Tableau. II.1. Les largeurs des semelles en fonctions de la portée.

Pour une portée de 95 mètres, le tableau fourni :

Semelle supérieure : $b_s = 850\text{mm}$.

Semelle inférieure : $b_i = 1000\text{mm}$.

❖ Epaisseur des membrures :

➤ Variation de l'épaisseur de la membrure :

L'ouvrage étant hyperstatique de longueur 95m (entre axe).

Comme nous avons un moment parabolique, il est plus intéressant de ne pas utiliser l'épaisseur de la membrure constante sur la longueur de la travée pour des questions d'économies financières.

- l'épaisseur de la semelle en travée est entre : $35 \leq e \leq 60$ mm [4]

- l'épaisseur de la semelle sur appui est entre $40 \leq e \leq 100$ mm. [4]

Nous allons donc proposer 6 sections situées sur L/4, L/2 et L (quatre sections pour chaque deux poutre) par rapport à la culée.

Les caractéristiques des sections sont représentées dans ce tableau :

SECTIONS	semelle sup.		Ame	semelle inf.	
	h	b_s	b_w	b_i	t_i
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	1,75	850	16	1000	35
2	1,75	850	16	1000	50
3	1,75	850	20	1000	50
4	1,75	850	20	1000	60
5	1,75	850	20	1000	80
6	1,75	850	20	1000	100

Tableau. II.2. Dimensions des sections.

Les positions des sections sont représentées dans les tableaux suivants :

➤ Pour les poutres Pt1 et Pt2 :

Poutre Pt1 : $L = 90,784m$; Poutre Pt2 : $L = 94,528m$

N°zone	N°Section	La distance par rapport à la culée gauche COB [mm]
1	1	$L/4$
2	2	$L/2$
3	3	$3L/4$
4	5	L

Tableau. II.3. Les distances des sections de la poutre Pt1 et Pt2 par rapport à la culée gauche.

N°zone	N°Section	La distance par rapport à la culée droite C2 [mm]
7	1	$L/4$
6	2	$L/2$
5	3	$3L/4$
4	5	L

Tableau. II.4. Les distances des sections de la poutre Pt1 et Pt2 par rapport à la culée droite.

➤ Pour les poutres Pt3 et Pt4 :

➤ Poutre Pt3 : $L = 98,272m$; Poutre Pt4 : $L = 102,015m$

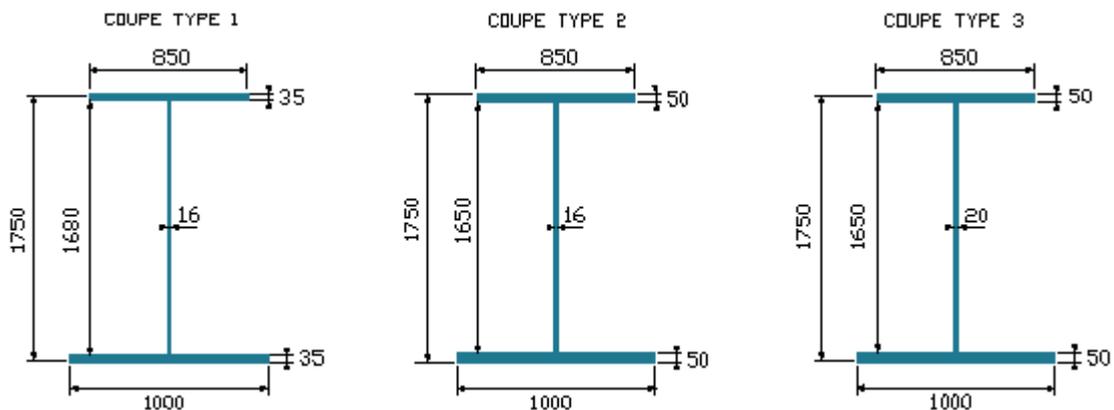
N°zone	N°Section	La distance par rapport à la culée gauche COB [mm]
1	1	$L/4$
2	2	$L/2$
3	3	$3L/4$
4	5	L

Tableau. II.5. Les distances des sections de la poutre Pt1 et Pt2 par rapport à la culée gauche.

N°zone	N°Section	La distance par rapport à la culée droite C2 [mm]
7	1	$L/4$
6	2	$L/2$
5	3	$3L/4$
4	5	L

Tableau. II.6. Les distances des sections de la poutre Pt1 et Pt2 par rapport à la culée droite.

Les caractéristiques des sections sont représentées dans la figure ci-dessous :



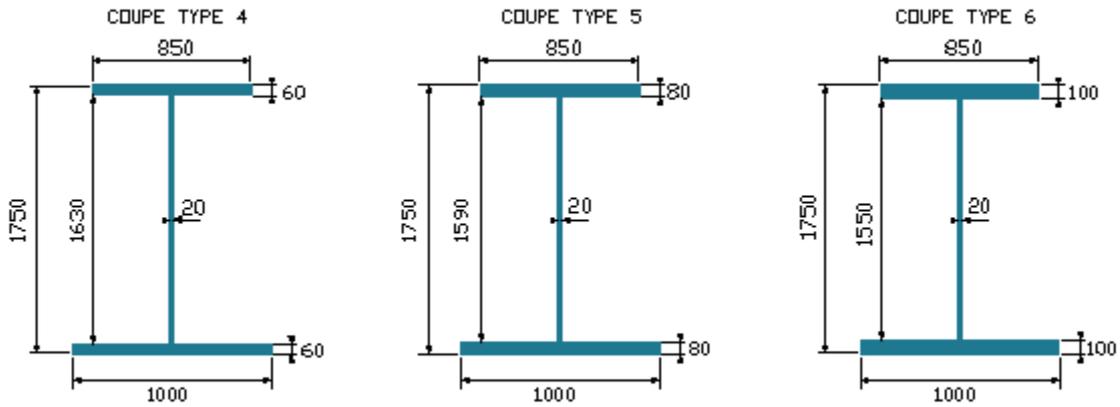


Fig. II.3. Coupe transversales des poutres principales.

Les caractéristiques géométriques des coupes du tablier sont résumés dans le schéma suivant :

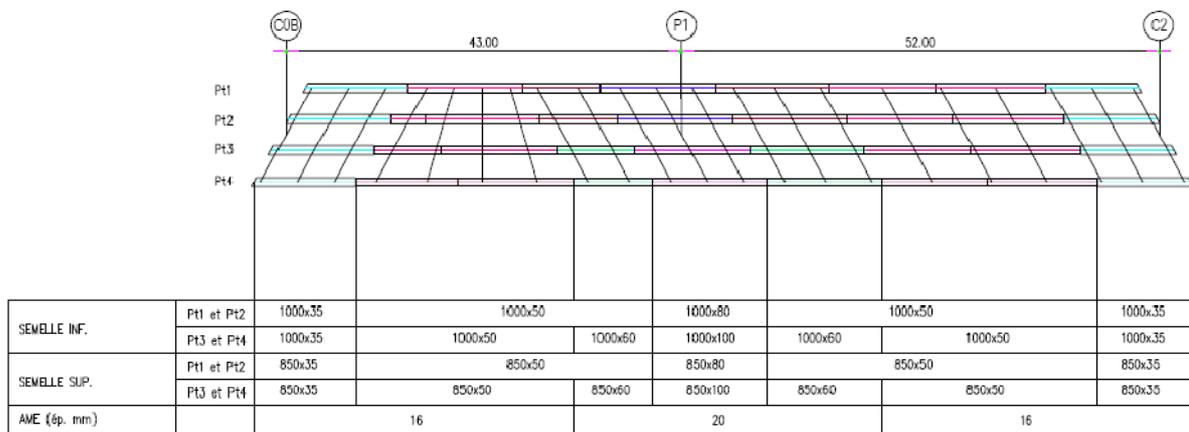


Fig. II.4. Schéma et dénomination des poutres.

d) Les entretoises : [3]

- L'espacement : Les entretoises métalliques disposées à la travée à une distance variable entre elles.

Poutre : HEA600.

HEA (H : de la forme H, E:européen, A : Classe A)

Les caractéristiques de la section de la poutre HEA 600 sont : [5]

- $h = 590mm.$
- $b = 300mm.$
- $t_w = 13mm.$
- $t_f = 25mm.$
- $r = 27mm.$
- $d = 486mm.$

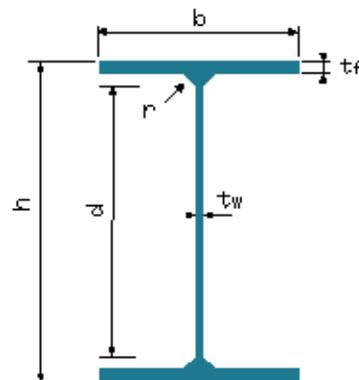


Fig. II.5. Géométrie de la section HEA 600.

e) Pièces du pont : **Diaphragme** : [3]

- Les diaphragmes sont disposés aux appuis :

La hauteur : $h = 1,75m$

Semelle supérieure : $b_s = 500mm$; $t_s = 35mm$

Âme : $t_w = 25mm$

Semelle inférieure : $b_i = 500mm$; $t_i = 35mm$

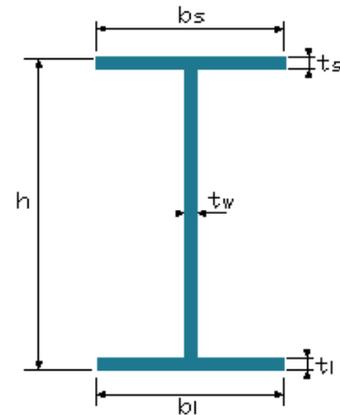


Fig. II.6. Géométrie de la section du diaphragme.

2.2. Calcul des caractéristiques géométriques de la section d'acier :

2.2.1. Poutres principales :

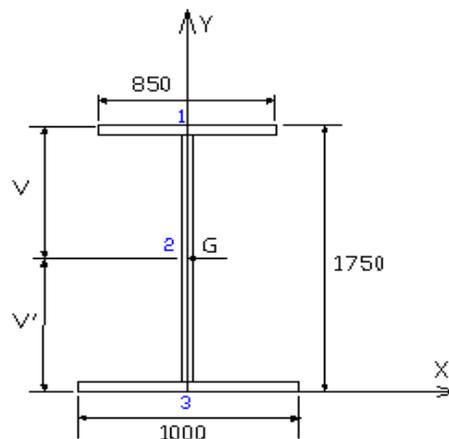


Fig. II.7. Géométrie de la section d'acier.

Avec :

I_{xxi} : Moment d'inertie de l'élément i au tour de l'axe (xx).

I_{xxiG} : Moment d'inertie de l'élément i par rapport à leur centre de gravité.

S_i : Section de l'élément i.

y_G : Le centre de gravité de la section.

W, W' : Les moments résistants de la section.

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

V : La distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure.

V' : La distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure.

Section N°1 :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Désignation	Dimension (mm ²)	S_i (mm ²)	y_i (mm)	$S_i \times y_i$ (mm ³)*10 ⁴	d_i (mm)	I_{xxiG} (mm ⁴)*10 ⁶	I_{xxi} (mm ⁴)*10 ¹⁰
1	850×35	29750	1732.5	5154.19	906.63	3.04	2.44
2	16×1680	26880	875	2352	49.13	6322.18	0.64
3	1000×35	35000	17,50	61.25	808.37	3.57	2.29
Σ	-	91630	-	7567.44	-	-	5.37

Tableau. II.7. Caractéristiques géométriques de la section de l'acier 1.

Calcul du centre de gravité y_G :

$$y_G = Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = \frac{7567.44 \times 10^4}{91630} = 825.87 \text{ mm.}$$

$$V' = y_G = 825.87 \text{ mm.}$$

$$V = h - V' = 1750 - 825.87 = 924.13 \text{ mm.}$$

$$d_1 = V - 17.5 = 924.13 - 17.5 = 906.63 \text{ mm.}$$

$$d_2 = y_2 - V' = 875 - 825.87 = 49.13 \text{ mm.}$$

$$d_3 = V' - 17.5 = 825.87 - 17.5 = 808.37 \text{ mm.}$$

Calcul des moments d'inertie :

$$I_{xxi} = I_{xxiG} + S_i \times (d_i)^2.$$

$$I_{xx1} = \frac{850 \times (35)^3}{12} + 29750 \times (906.63)^2 = 2.44 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx2} = \frac{16 \times (1680)^3}{12} + 26880 \times (49.13)^2 = 0.64 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx3} = \frac{1000 \times (35)^3}{12} + 35000 \times (808.37)^2 = 2.29 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx} = \sum_{i=1}^3 I_{xxi} = 5.37 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

Calcul w, w' :

$$W = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{5.37 \times 10^{10}}{924.13} = 5.81 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

$$W' = \frac{I_{xx}}{V'} = \frac{5.37 \times 10^{10}}{825.87} = 6.50 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

Section N°2 :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Désignation	Dimension (mm ²)	S_i (mm ²)	y_i (mm)	$S_i \times y_i$ (mm ³) * 10 ⁴	d_i (mm)	I_{xxiG} (mm ⁴) * 10 ⁶	I_{xxi} (mm ⁴) * 10 ¹⁰
1	850 × 50	42500	1725	7331.25	903.62	8.85	3.47
2	16 × 1650	26400	875	2310	53.62	5989.50	0.61
3	1000 × 50	50000	25	125	796.38	10.41	3.17
Σ	–	118900	–	9766.25	–	–	7.25

Tableau. II.8. Caractéristiques géométriques de la section de l'acier 2.

Calcul du centre de gravité y_G :

$$y_G = Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = \frac{9766.25 \times 10^4}{118900} = 821.38 \text{ mm.}$$

$$V' = y_G = 821.38 \text{ mm.}$$

$$V = h - V' = 1750 - 821.38 = 928.62 \text{ mm.}$$

$$d_1 = V - 25 = 928.62 - 25 = 903.62 \text{ mm.}$$

$$d_2 = y_2 - V' = 875 - 821.38 = 53.62 \text{ mm.}$$

$$d_3 = V' - 25 = 821.38 - 25 = 796.38 \text{ mm.}$$

Calcul des moments d'inertie :

$$I_{xxi} = I_{xxiG} + S_i \times (d_i)^2.$$

$$I_{xx1} = \frac{850 \times (50)^3}{12} + 42500 \times (903.62)^2 = 3.47 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx2} = \frac{16 \times (1650)^3}{12} + 26400 \times (53.62)^2 = 0.61 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx3} = \frac{1000 \times (50)^3}{12} + 50000 \times (796.38)^2 = 3.17 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx} = \sum_{i=1}^3 I_{xxi} = 7.25 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

Calcul w, w' :

$$W = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{7.25 \times 10^{10}}{928.62} = 7.81 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

$$W' = \frac{I_{xx}}{V'} = \frac{7.25 \times 10^{10}}{821.38} = 8.83 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

Section N°3 :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Désignation	Dimension (mm ²)	S_i (mm ²)	y_i (mm)	$S_i \times y_i$ (mm ³)*10 ⁴	d_i (mm)	I_{xxiG} (mm ⁴)*10 ⁶	I_{xxi} (mm ⁴)*10 ¹⁰
1	850×50	42500	1725	7331.25	900.80	8.85	3.45
2	20×1650	33000	875	2887.50	50.80	7486.87	0.76
3	1000×50	50000	25	125	799.20	10.41	3.19
Σ	–	125500	–	10343.75	–	–	7.40

Tableau. II.9. Caractéristiques géométriques de la section de l'acier 3.

Calcul du centre de gravité y_G :

$$y_G = Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = \frac{10343.75 \times 10^4}{125500} = 824.20 \text{ mm.}$$

$$V' = y_G = 824.20 \text{ mm.}$$

$$V = h - V' = 1750 - 824.20 = 925.80 \text{ mm.}$$

$$d_1 = V - 25 = 925.80 - 25 = 900.80 \text{ mm.}$$

$$d_2 = y_2 - V' = 875 - 824.20 = 50.80 \text{ mm.}$$

$$d_3 = V' - 25 = 824.20 - 25 = 799.20 \text{ mm.}$$

Calcul des moments d'inertie :

$$I_{xxi} = I_{xxiG} + S_i \times (d_i)^2.$$

$$I_{xx1} = \frac{850 \times (50)^3}{12} + 42500 \times (900.80)^2 = 3.45 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx2} = \frac{20 \times (1650)^3}{12} + 33000 \times (50.80)^2 = 0.76 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx3} = \frac{1000 \times (50)^3}{12} + 50000 \times (799.20)^2 = 3.19 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx} = \sum_{i=1}^3 I_{xxi/G} = 7.40 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

Calcul w, w' :

$$W = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{7.40 \times 10^{10}}{925.80} = 8.00 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

$$W' = \frac{I_{xx}}{V'} = \frac{7.40 \times 10^{10}}{824.20} = 8.98 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

Section N°4 :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Désignation	Dimension (mm ²)	S _i (mm ²)	y _i (mm)	S _i × y _i (mm ³) * 10 ⁴	d _i (mm)	I _{xxiG} (mm ⁴) * 10 ⁶	I _{xxi} (mm ⁴) * 10 ¹⁰
1	850 × 60	51000	1720	8772	898	15.30	4.11
2	20 × 1630	32600	875	2852.5	53	7217.91	0.08
3	1000 × 60	60000	30	180	792	18	3.76
∑	–	143600	–	11804.5	–	–	7.95

Tableau. II.10. Caractéristiques géométriques de la section de l'acier 4.

Calcul du centre de gravité y_G :

$$y_G = Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = \frac{11804.50 \times 10^4}{143600} = 822.00 \text{ mm.}$$

$$V' = y_G = 822.00 \text{ mm.}$$

$$V = h - V' = 1750 - 822.00 = 928 \text{ mm.}$$

$$d_1 = V - 30 = 928 - 30 = 898 \text{ mm.}$$

$$d_2 = y_2 - V' = 875 - 822.00 = 53 \text{ mm.}$$

$$d_3 = V' - 30 = 822 - 30 = 792 \text{ mm.}$$

Calcul des moments d'inertie :

$$I_{xxi} = I_{xxiG} + S_i \times (d_i)^2.$$

$$I_{xx1} = \frac{850 \times (60)^3}{12} + 51000 \times (898)^2 = 4.11 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx2} = \frac{20 \times (1630)^3}{12} + 32600 \times (53)^2 = 0.08 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx3} = \frac{1000 \times (60)^3}{12} + 60000 \times (792)^2 = 3.76 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx} = \sum_{i=1}^3 I_{xxi} = 7.95 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

Calcul w, w' :

$$W = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{7.95 \times 10^{10}}{928} = 8.57 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

$$W' = \frac{I_{xx}}{V'} = \frac{7.95 \times 10^{10}}{822} = 9.67 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

Section N°5 :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Désignation	Dimension (mm ²)	S _i (mm ²)	y _i (mm)	S _i × y _i (mm ³) * 10 ⁴	d _i (mm)	I _{xxiG} (mm ⁴) * 10 ⁶	I _{xxi} (mm ⁴) * 10 ¹⁰
1	850 × 80	68000	1710	11628	890.73	36.27	4.11
2	20 × 1590	31800	875	2782.5	55.73	6699.46	0.08
3	1000 × 80	80000	40	320	779.27	42.67	3.76
∑	–	179800	–	14730.5	–	–	10.94

Tableau. II.11. Caractéristiques géométrique de la section de l'acier 5.

Calcul du centre de gravité y_G :

$$y_G = Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = \frac{14730.50 \times 10^4}{179800} = 819.27 \text{ mm.}$$

$$V' = y_G = 819.27 \text{ mm.}$$

$$V = h - V' = 1750 - 819.27 = 930.73 \text{ mm.}$$

$$d_1 = V - 40 = 930.73 - 40 = 890.73 \text{ mm.}$$

$$d_2 = y_2 - V' = 875 - 819.27 = 55.73 \text{ mm.}$$

$$d_3 = V' - 40 = 819.27 - 40 = 779.27 \text{ mm.}$$

Calcul des moments d'inertie :

$$I_{xxi} = I_{xxiG} + S_i \times (d_i)^2.$$

$$I_{xx1} = \frac{850 \times (80)^3}{12} + 68000 \times (890.73)^2 = 5.4 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx2} = \frac{20 \times (1590)^3}{12} + 31800 \times (55.73)^2 = 0.68 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx3} = \frac{1000 \times (80)^3}{12} + 80000 \times (779.27)^2 = 4.86 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx} = \sum_{i=1}^3 I_{xxi} = 10.94 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

Calcul w, w' :

$$W = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{10.94 \times 10^{10}}{930.73} = 11.75 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

$$W' = \frac{I_{xx}}{V'} = \frac{10.94 \times 10^{10}}{819.27} = 13.35 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

Section N°6 :

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Désignation	Dimension (mm × mm)	S_i (mm ²)	y_i (mm)	$S_i \times y_i$ (mm ³) * 10 ⁴	d_i (mm)	I_{xviG} (mm ⁴) * 10 ⁶	I_{xvi} (mm ⁴) * 10 ¹⁰
1	850 × 100	85000	1700	14450	882.71	70.83	6.63
2	20 × 1550	31000	875	2712.50	57.29	6206.46	0.63
3	1000 × 100	100000	50	500	767.71	83.33	5.90
Σ	–	216000	–	17662.50	–	–	13.16

Tableau. II.12. Caractéristiques géométrique de la section de l'acier 6.

Calcul du centre de gravité y_G :

$$y_G = Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = \frac{17662.50 \times 10^4}{216000} = 817.71 \text{ mm.}$$

$$V' = y_G = 817.71 \text{ mm.}$$

$$V = h - V' = 1750 - 817.71 = 932.29 \text{ mm.}$$

$$d_1 = V - 50 = 932.29 - 50 = 882.71 \text{ mm.}$$

$$d_2 = y_2 - V' = 875 - 817.71 = 57.29 \text{ mm.}$$

$$d_3 = V' - 50 = 817.71 - 50 = 767.71 \text{ mm.}$$

Calcul des moments d'inertie :

$$I_{xvi} = I_{xviG} + S_i \times (d_i)^2.$$

$$I_{xx1} = \frac{850 \times (100)^3}{12} + 85000 \times (882.71)^2 = 6.63 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx2} = \frac{20 \times (1550)^3}{12} + 31000 \times (57.29)^2 = 0.63 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx3} = \frac{1000 \times (100)^3}{12} + 100000 \times (767.71)^2 = 5.90 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx} = \sum_{i=1}^3 I_{xvi} = 13.16 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

Calcul w, w' :

$$W = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{13.16 \times 10^{10}}{932.29} = 14.11 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

$$W' = \frac{I_{xx}}{V'} = \frac{13.16 \times 10^{10}}{817.71} = 16.09 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

2.2.2. Les entretoise :

Les caractéristiques géométriques du profilé sont : [5]

$$S = 22650mm^2$$

$$I_{xx} = 1412 \times 10^6mm^4$$

$$I_{yy} = 1127 \times 10^5mm^4$$

$$W = 4787 \times 10^3mm^3$$

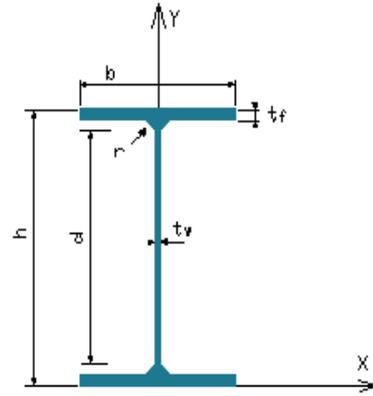


Fig. II.8. Géométrie de la section de l'entretoise.

2.2.3. Pièces du pont : Diaphragme :

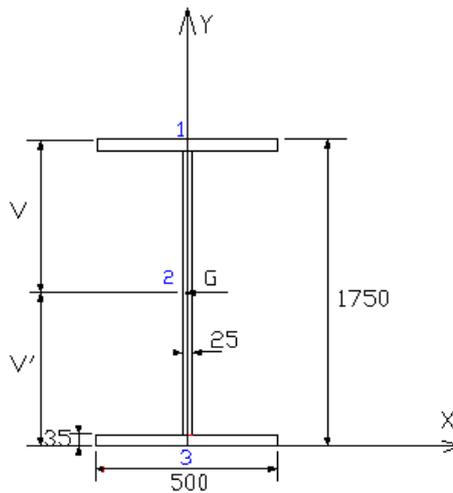


Fig. II.9. Géométrie de la section du diaphragme.

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Désignation	Dimension (mm ²)	S _i (mm ²)	y _i (mm)	d _i (mm)	I _{xxiG} (mm ⁴)*10 ⁶	I _{xxi} (mm ⁴)*10 ¹⁰
1	500×35	17500	1732,50	857,50	364,58	1,32
2	25×1680	42000	875	0	9878,40	0,98
3	500×35	17500	17,50	857,50	364,58	1,32
Σ	—	77000	—	—	—	3,62

Tableau. II.13. Caractéristiques géométrique de la section de l'acier.

Calcul du centre de gravité y_G :

On a un profilé symétrique, donc :

$$y_G = Y_G = \frac{h}{2} = \frac{1750}{2} = 875mm$$

$$V = V' = y_G = 875mm$$

$$d_1 = V - 17,50 = 875 - 17,50 = 857,50mm.$$

$$d_2 = y_2 - V' = 875 - 875 = 0.$$

$$d_3 = V' - 17,50 = 875 - 17,50 = 857,50 \text{ mm}.$$

Calcul des moments d'inertie :

$$I_{xxi} = I_{xxiG} + S_i \times (d_i)^2.$$

$$I_{xx1} = \frac{35 \times (500)^3}{12} + 17500 \times (857,50)^2 = 1,32 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx2} = \frac{25 \times (1680)^3}{12} + 42000 \times (0)^2 = 0,98 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx3} = \frac{35 \times (500)^3}{12} + 17500 \times (857,50)^2 = 1,32 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

$$I_{xx} = \sum_{i=1}^3 I_{xxi} = 3,62 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

Calcul w, w' :

$$W = W' = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{3,62 \times 10^{10}}{875,00} = 4,14 \times 10^7 \text{ mm}^3.$$

3. Conclusion :

Pour notre ouvrage, on prendra une épaisseur de 28cm pour la dalle, une épaisseur variable de 28cm à 54cm pour la partie en console de largeur 1,05m et une épaisseur variable de 28cm à 66cm pour la partie en console de largeur 2,30m. Les quatre poutres principales auront une hauteur totale de 1,75m, les largeurs des semelles inférieure et supérieure sont 1000mm et 850mm respectivement. L'épaisseur de l'âme varie entre 16 et 20mm et l'épaisseur de la membrure varie entre 35 et 100mm selon la section définie.

On prendra un profil de type HEA600 pour les entretoises. Pour les diaphragmes, on prendra une âme de dimension 25×1680mm, des semelles supérieure et inférieure identiques de dimension 500×35mm.

Après le pré dimensionnement nous allons passer à l'étude des matériaux dont l'ouvrage est constitué.

Chapitre III

Matériaux de constructions

1. Introduction :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des éléments mixtes.

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 ρ que est de l'ordre de $25000\text{kg}/\text{m}^3$.

Le béton est dosé à $300\text{Kg}/\text{m}^3$ avec un contrôle strict.

Le rapport : $\text{eau}/\text{ciment} \leq 0,5$

On va utiliser

Les résistances à la compression :

- Pour la dalle : $f_{c28} = 35\text{MPa}$
- Pour les appuis : $f_{c28} = 30\text{MPa}$

2.1. La résistance à la compression :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée sur des éprouvettes cylindriques, âgées de 28 jours.

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées de leur dispersion, suivant une loi statique variable.

- Pour la dalle :

$$f_{cj} = \begin{cases} 35\text{MPa} & \text{si } j \geq 28\text{jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1)\text{MPa} & \text{si } j < 28\text{jours} \end{cases}$$

- Pour les appuis :

$$f_{cj} = \begin{cases} 27\text{MPa} & \text{si } j \geq 28\text{jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1)\text{MPa} & \text{si } j < 28\text{jours} \end{cases}$$

2.2. La résistance à la traction :

Le béton en général est caractérisé par sa grande résistance à la compression f_{cj} sur son comportement mécanique, c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Les règles BAEL donnent pour un béton âgé de " j " jours la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$\text{Donc : } f_{t28} = \begin{cases} 2,7 \text{ MPa} & \text{pour la dalle.} \\ 2,4 \text{ MPa} & \text{pour les appuis.} \end{cases}$$

2.3. Contraintes de compression :

➤ Contrainte de calcul à L'E.L.U :

Les règles BAEL donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à état limite ultime :

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

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Le coefficient θ est fixé à :

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire.} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ Contrainte de calcul à L'E.L.S :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

2.4. Coefficient de poisson ν

Le coefficient de poisson compression ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient ν 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.

On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes :

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

2.5. Module de déformation longitudinale du béton « E » :

➤ Module de déformation instantanée : (courte durée < 24 heures).

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

Donc :

$$E_i = \begin{cases} 35981,7 \text{ MPa} & \text{pour la dalle.} \\ 34179 \text{ MPa} & \text{pour les appuis.} \end{cases}$$

➤ Module de déformation différée : (longue durée).

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

Donc :

$$E_v = \begin{cases} 12102,9 \text{ MPa} & \text{pour la dalle.} \\ 11496,7 \text{ MPa} & \text{pour les appuis.} \end{cases}$$

3. Les aciers :

Les armatures passives sont celles utilisées dans le béton armé.

(Les armatures passives sont tendues sous l'effet des sollicitations extérieures).

3.1. Aciers des poutres métalliques :

En construction, on définit un acier par :

- Sa limite élastique σ_e qui représente la contrainte.
- Sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classés en trois catégories :

1. Aciers normaux : $\sigma_e \leq 300 \text{ MPa}$.
2. Aciers à haute limite élastique : $300 \text{ MPa} < \sigma_e < 400 \text{ MPa}$.
3. Aciers à très haute limite élastique : $\sigma_e \geq 400 \text{ MPa}$.

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc : $\sigma_e = f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

- Contrainte (compression et traction) : $\bar{\sigma} = \frac{\sigma_e}{\gamma_M} = \frac{355}{1,05} = 338,10 \text{ MPa}$
- Cisaillement : $\tau = 0,6\sigma = 213 \text{ MPa}$

3.2. Acier pour armature :

Le type des aciers utilisés pour le béton sont des aciers à haute adhérence, sa limite élastique égale à 500MPa

3.2.1. Les caractéristiques de calcul :

a) La limite d'élasticité :

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

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,5 & \text{pour la situation normale.} \end{cases}$$

b) La contrainte limite de traction :

Etat de fissuration	ELS	$\eta = 1$ pour RL $\eta = 1,6$ pour HA
Peu nuisible	Rien à vérifier	
préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right] (Mpa)$	
Très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right] (Mpa)$	

Tableau III.1. Limitation des contraintes admissibles dans l'acier.

c) Module d'élasticité de l'acier :

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

d) Diagramme contrainte – déformation :

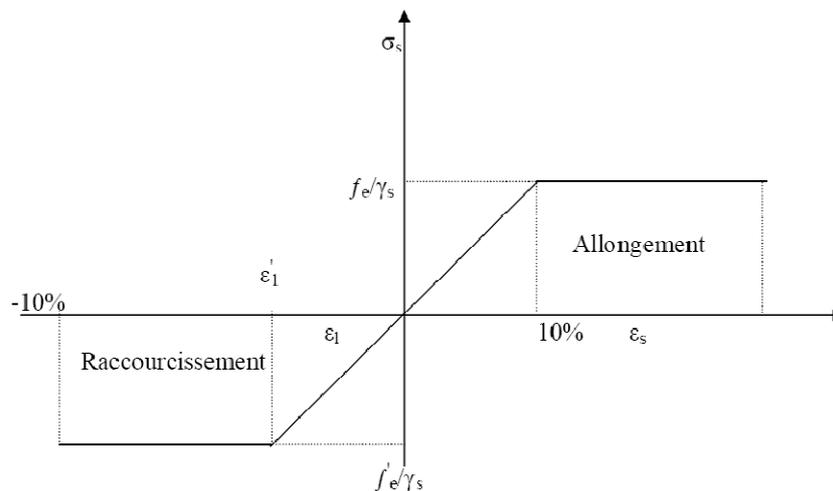


Fig. III.1. Diagramme contrainte – déformation.

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.

4. Conclusion :

Le béton utilisé a une résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 35MPa$ et une masse volumique $\rho = 2500kg/m^3$.

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures à adhérence améliorée de nuance F_eE500 .

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales, des entretoises et les pièces de pont est de type S355.

Après la définition des matériaux utilisés nous allons passer à l'évaluation des différentes charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage.

Chapitre IV

Charges et surcharges

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 surcharges d'exploitations (les charges du trafic et les surcharges des trottoirs).

2. Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes qui sont les éléments non porteurs et les installations fixes, on les appelle accessoires.

2.1. Les éléments porteurs :

Charges Permanentes **CP** nous avons:

a) Poids propre de la dalle :

Ces charges sont appelées **CP** :

L'épaisseur totale de la dalle en béton armé (pré-dalle+coulée du béton) est de 28cm.

$$G_{dalle} = \gamma_b \times A_{dalle} = 2,50 \times 0,28 \times 14,35 = 10,04 \text{ t/ml.}$$

A : L'aire de la dalle.

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

b) Poids de la charpente :

$$P_{Charpente} = \gamma_{acier} (A_{Poutres} + A_{entretroises} + A_{diaphragmes})$$

$$P_{Charpente} = 7,85 \times (3,55 + 0,40 + 0,23) = 32,81 \text{ t/ml.}$$

Poids de la charpente.....32,81 t/ml.

Poids total : $CP = G_{dalle} + P_{Charpente}$.

$$CP = 10,04 + 32,81 = 42,85 \text{ t/ml}$$

CP = 42,85 t/ml.

2.2. Les éléments non porteurs :

Ces charges qui sont les compléments des charges permanentes sont appelées **CCP**, et comprennent :

- ✓ Revêtement et chapes.
- ✓ Trottoirs.
- ✓ Bordures.
- ✓ Garde-corps.
- ✓ Glissières de sécurité.
- ✓ Corniches.
- ✓ Poteaux lumière.

Nous allons déterminer ces charges **CCP** :

➤ **Revêtement et chapes :**

Poids volumique $\rho = 24KN/m^3$.

Poids des revêtements + chapes d'étanchéité :

On a 8 cm de revêtement et 3 cm de chapes.

$$P_r = (0,08+0,03) \times 24 \times 11 = 29,04KN/m.$$

$$P_r = 2,904t/ml.$$

➤ **Trottoir :**

$$A_{trottoir} = 0,5925m^2.$$

$$P_t = 25 \times 0,5925 = 14,81KN/m.$$

$$P_t = 1,481t/ml.$$

➤ **Bordure :**

$$P_b = 0,26 \times 25 \times 1,05 = 6,825KN/m.$$

$$P_b = 0,6825t/ml.$$

➤ **Garde-corps :**

Valeur unitaire : $1,5KN/m$.

$$P_g = 1 \times 1,5 = 1,5KN/m$$

$$P_g = 0,15t/ml.$$

➤ **Glissières de sécurités :**

Les glissières dites souples standards sont les plus utilisées elles sont composées d'éléments glissants leurs poids est pris égal : $0,06t/ml$.

On a 2 glissières de sécurités :

$$P_{gli} = 2 \times 0,06 = 0,12t/ml.$$

$$P_{gli} = 0,12t/ml.$$

➤ **Corniche :**

Valeur unitaire : $5KN/m$.

$$P_c = 2 \times 5 = 10KN/m$$

$$P_c = 1t/ml.$$

➤ **Poteau lumière :**

$$P_{p,l} = 0,05t/ml.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Superstructure	Charges t/ml
Revêtement et chapes	2,904
Trottoir	1,481
Bordure	0,6825
Garde-corps	0,15
Glissière de sécurité	0,12
Corniche	1
Poteaux lumière	0,05
$CCP = \sum$	6,3875

Tableau IV.1 Les charges des éléments non porteurs.

2.3. Poids propre total du tablier.

$$G/ml = CP + CCP = 42,85 + 6,3875 = 49,2375t/ml.$$

$$G = (G_{dalle/ml} + G_{CCP/ml}) \times L + G_{Charpente}$$

Avec :

$$G_{Charpente} = \gamma_{acier} (V_{Poutres} + V_{entretoises} + V_{diaphragmes})$$

$$G = (10,04 + 6,3875) \times 95 + 7,85 \times (45,97 + 4,14 + 2,38) = 1972,659t$$

On prend :

$$\boxed{G = 1973t}$$

3. Charges climatiques : [6]

3.1. Charge thermique :

a) Variations linéaires :

La différence de température prise en compte est comme ci suit: $\Delta T = \pm 30^\circ C$. Le coefficient de dilatation du béton armé est considéré égal à: $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} C^{-1}$. Les variations linéaires de température ont effet seulement sur le calcul des appuis et des joints, parce que le tablier n'est pas sollicité de façon significative.

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 $+10^\circ C$, avec prise en compte du module instantané de déformation longitudinale du béton.

3.2. Effet de retrait :

Le retrait est un phénomène de déformation du béton, il entraîne une déformation du tablier. Le retrait total $\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$.

3.3. Charge du vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent; dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m² [6]

- P = 2 KN/ m² pour les ouvrages en service.

- P = 1,25 KN/ m² pour les ouvrages en cours de construction.

4. Les surcharges d'exploitation :

D'après l'application de [6], les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L) ;
- Système de charge B (B_c, B_l, B_r);
- La surcharge militaire Mc120 ;
- La surcharge exceptionnelle convoi D240 ;
- Les surcharges sur trottoirs.

4.1. Caractéristiques du pont :

a) La largeur roulable (l_r) :

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

$$l_r = 14,35 - 0,8 - 2,05 = 11,5m.$$

b) La largeur chargeable (l_s) :

Se déduit de la largeur routable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

$$\text{Donc } l_s = l_r - (0,5) = 11,5 - 2(0,5) = 10,5m.$$

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.

$$N = E\left(\frac{l_s}{3}\right) = \frac{11}{3} = 3,5.$$

Donc notre ouvrage porte 3 voies.

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.

$$l_v = \left(\frac{l_s}{N}\right) = \frac{11}{3} = 3,5m.$$

e) Classe du pont :

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

On a :

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

4.2. Charges de chaussée :

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

4.2.1. Système de charge A :

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

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L) \times N \times l_v.$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \left(\text{kg}/\text{m}^2\right), \text{ or}$$

L : Portée du pont.

l_v : La largeur chargeable.

N : Nombre de voies chargées.

a_1 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

a_2 : Déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

$$a_2 = \frac{l_0}{l_v} \quad \text{Avec :}$$

$$a_2 = 1.$$

Donc la plus grande intensité du système A est pour $L=43\text{m}$:

Nombre de voies chargées	Coefficients		Largeur de voie	Intensité du système de charges A (t/ml)
	a_1	a_2		
3	0,9	1	11	9,29

Tableau. IV.2. Les valeurs de charge A.

4.2.2. Système de charge B :

Le système de charge B comprend 3 systèmes distincts :

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

a) 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.

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.

➤ Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{B_c} = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S_{B_c}}}$$

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 :**

Le plus grand coefficient de majoration dynamique est pour la travée chargée ($L = 43 \text{ m}$) :

Nombre de voies chargées	Coefficient de pondération b_c	Système de charges B_c (t)	S_{B_c}	Coefficient de majoration dynamique δ_{B_c}
3	0,95	180	171	1,076

Tableau. IV.3. Les valeurs de système B_c .

b) Surcharge B_t :

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

Calcul du système de charge B_t :

$$B_t = 2 \times 30 \times N.$$

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

Le plus grand coefficient de majoration dynamique est pour la travée chargée ($L = 43 \text{ m}$) :

Nombre de voies chargées	Coefficient de pondération b_t	Système de charges B_t (t)	S_{B_t}	Coefficient de majoration dynamique
2	1,00	64	64	1,055

Tableau. IV.4. Les valeurs de système B_t .

c) Surcharge B_r :

Le système B_r se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de $0,6 \times 0,3 \text{ m}$, qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

➤ **Calcul du système de charge B_r :**

Le plus grand coefficient de majoration dynamique est pour la travée chargée ($L = 43 \text{ m}$) :

Nombre de voies chargées	Coefficient de pondération b_r	Système de charges B_r (t)	S_{B_r}	Coefficient de majoration dynamique δ_{B_r}
1	1,00	10	10	1,044

Tableau. IV.5. Les valeurs de système B_r .

d) 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.

-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.

➤ **Le système Mc :**

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

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 :**

$$S_{M120} = 55 + 55 = 110t.$$

Le plus grand coefficient de majoration dynamique est pour la travée chargée ($L = 43 \text{ m}$) :

Désignation	S_{Mc120} (t)	δ_{Mc120}
M_{c120}	110	1,064

Tableau. IV.6. Les valeurs de système M_{c120} .

e) Charge type D :

➤ **Convoi type D_{240} :**

Le convoi type D de 240 tonnes est une charge exceptionnelle, qui est supposé réparti au niveau de la chaussée sur 1 seule rectangle uniformément chargé de 3.20m de largeur et 18.60m de longueur.

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

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

f) Les surcharges sur trottoirs :

La charge piétonnière est définie dans le fascicule 61-titre II :

-Charge globale pour le calcul des fermes maîtresses: une charge uniforme de 150 daN/m^2 .

- Trottoir chargé : $P_{trottoire} = 1,8 \times 0,15 = 0,27t/ml$.

g) 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.

➤ **L'effort de freinage sous le système de charge A :**

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

$$F = \frac{A \times \Omega}{20 + 0,035 \times \Omega}$$

$$\Omega = L \times l_v \times N$$

$$\Omega = 95 \times 3,5 \times 3 = 997,5 m^2.$$

$$A(95) = 230 + \frac{36000}{95+12} = 0,566 t / ml.$$

$$F = \frac{0,566 \times 997,5}{20 + 0,035 \times 997,5} = 10,28 t.$$

$$F = 10,28 t.$$

Avec :

Ω : Surface chargée en m^2 .

F : Force de freinage.

➤ **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, de même pour le coefficient b_c . L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 30t.

D'où $F_{B_c} = 30t$.

h). Force centrifuge :

Le pont est rectiligne et donc on ne considère pas les effets des forces centrifuges.

5. Action sismiques

Le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

- **Zone 1** : sismicité faible.
- **Zone 2** : sismicité moyenne.
- **Zone 3** : sismicité élevée.

On utilise les règles parasismiques algériennes [7], on a obtenu pour ce qui concerne les paramètres sismiques qui caractérisent la spécificité du site où l'ouvrage sera réalisé :

- Zone sismique III ;
- Groupe d'usage 1-B ;
- Composantes horizontales $\alpha_{g,ELU} = 0,30g$ / telle que g : accélération de la pesanteur.

6. Action accidentelles :

Pour le projet de la dalle on considère l'action accidentelle due au choc véhiculaire. On prévoit deux charges concomitantes :

- une charge horizontale transversale égale à 100kN agissant à 1.0m de hauteur du pavage pour une longueur de 0.50m dans le sens longitudinal du viaduc ;
- une charge verticale égale à 200kN répartie sur un rectangle 0.35mx0.60m agissant en proximité de la zone du choc.

7. Combinaisons de charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant [6] :

Actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1,2
Système B_c	1,6	1,2
M_{c120}	1,35	1
D_{240}	1,35	1
Gradient thermique (ΔT)	0	0,5
Vent (W)	1,5	0
Surcharge sur les trottoirs (ST)	1,6	1,2

Tableau. IV.7. Les coefficients des combinaisons.

➤ Les combinaisons :

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6[A(L) + ST]$	1
	$1,35G + 1,6[B_c + ST]$	2
	$1,35G + 1,35M_{c120}$	3
	$1,35G + 1,35D_{240}$	4
	$1,35G + 1,35W$	5
A L'E.L.S	$G + 1,2[A(L) + ST]$	6
	$G + 1,2[B_c + ST]$	7
	$G + M_{c120}$	8
	$G + D_{240}$	9
	$G + 1,2[A(L) + ST] + 0,5\Delta T$	10
	$G + 1,2[B_c + ST] + 0,5\Delta T$	11
	$G + M_{c120} + 0,5\Delta T$	12
	$G + D_{240} + 0,5\Delta T$	13

Tableau. IV.8. Les combinaisons à L'ELU et L'ELS.

Une fois les charges et surcharges définies, on procède au calcul des sollicitations. A cet effet, on fait appel à un logiciel de calcul REBOT.

8. Conclusion :

Notre ouvrage est de première classe, il est composé de 3 voies de 3,5m chacune. Il est bordé de glissière de sécurité. Il est calculé sous les systèmes de charge A, Bc, Bt, Mc120 et le convoi D.

Après avoir terminé avec la définition des charges et surcharge on passe à l'étude en phase d'exécution de notre ouvrage.

Chapitre V

Etude en phase d'exécution

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 sa construction.

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.

2. 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. La réalisation des appuis s'effectue, en deux étapes complémentaires :

- Pour les fondations profondes, la réalisation des pieux et des semelles à la base des piles.
- La deuxième étape la réalisation de la partie superficielle, les piles, les culées et les dés d'appuis.

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 procédure pour recréer les mêmes conditions que celles prévues dans l'étude. La mise en place de la structure métallique se fait, par levage à la grue.

c) La dalle :

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

On reporte ci-dessous les schémas de coulage dans le sens transversal.

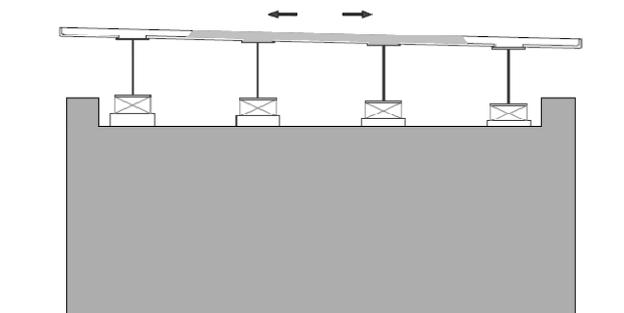


Fig. V.1. Schéma de coulage de la dalle.

3. Méthode d'analyse :

L'étude en phase d'exécution consiste en :

- L'application des charges permanentes dues au poids propre de la charpente métallique et les pré-dalles, qui correspond à la 1ère phase de construction. Lors de cette phase, l'acier travail seul. En effet il n'est pas encore avec le béton.
- l'application des charges permanente dues au poids propre de la dalle (béton frais), correspondant aux phases de coulage de la dalle.

3.1. 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 (Étude en phase de service).

Dans notre cas :

a) Modélisation du tablier :

Les poutres principales, les diaphragmes et les entretoises sont modélisés par des éléments "beam" pour l'évaluation des sollicitations de chaque phase d'exécution.

L'inertie de la section transversale générique des poutres principales peut être donnée par :

- La seule charpenterie métallique;
- La charpenterie métallique et la dalle collaborant.

b) Les conditions d'appuis :

On a considéré :

1. des appuis simples 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.

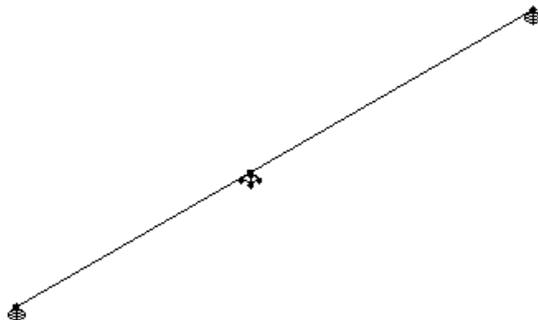


Fig. V.2. Modèle de calcul en tridimensionnel.

c) La méthodologie de calcul :

L'évaluation des sollicitations pendant les différentes phases de construction du tablier, sous l'effet du poids propre du tablier. Ces sollicitations sont calculées du début jusqu'à la fin de la construction par la superposition des effets dus à chaque phase de construction que nous allons définir ci-dessous.

Pour cela nous avons utilisé un logiciel de calcul (Robot Bat V23.0).

3.2. Méthode de construction :

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

- **Phase 1 :** Montage complet de la structure métallique et pose des pré-dalles.

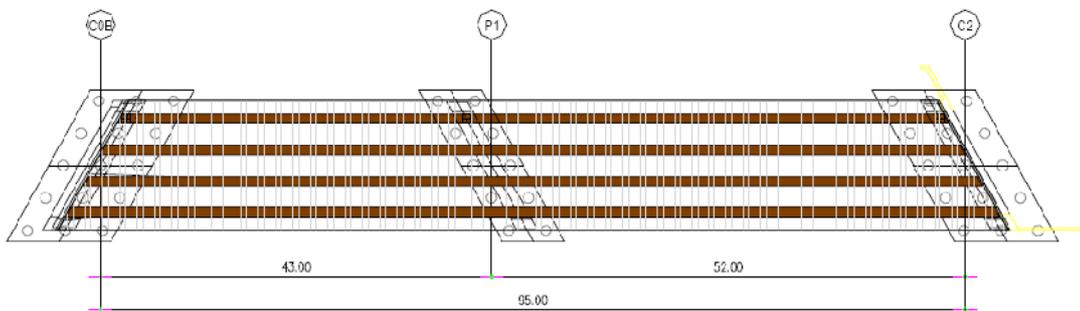


Fig. V.3. Charpenterie métallique + pré-dalles (travée C0B-P1 et P1-C2).

- **Phase 2 :**

La phase prévoit :

- La coulée de la dalle de la travée C0B-P1 (C0B est la culée gauche et P1 est la pile).
 $L = 0,65L_1 = 0,65 \times 42 = 27,3m \rightarrow L = 28m$.

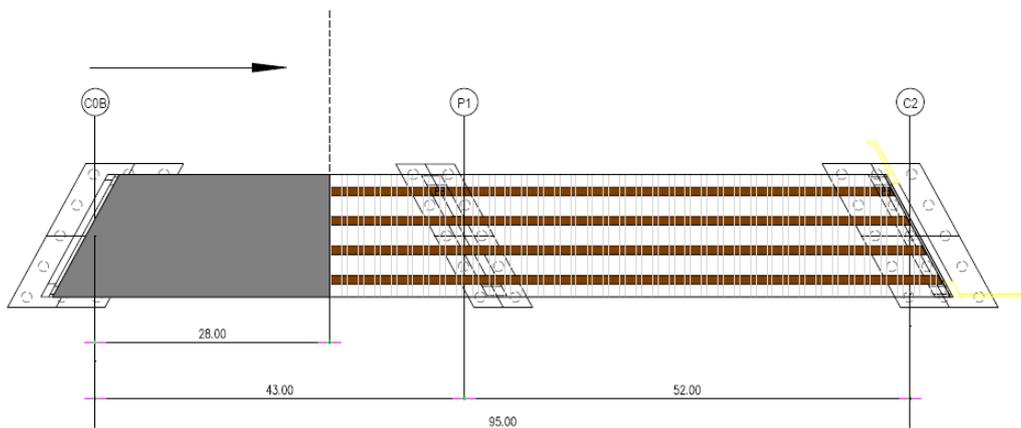


Fig. V.4. Coulée de la dalle en travée C0B-P1.

➤ **Phase 3 :**

- Cette phase prévoit la coulée de la dalle de la travée P1-C2 (de la plie à la cule droite).
 $L = 0,65L_2 = 0,65 \times 52 = 33,8m \rightarrow L = 34m$.

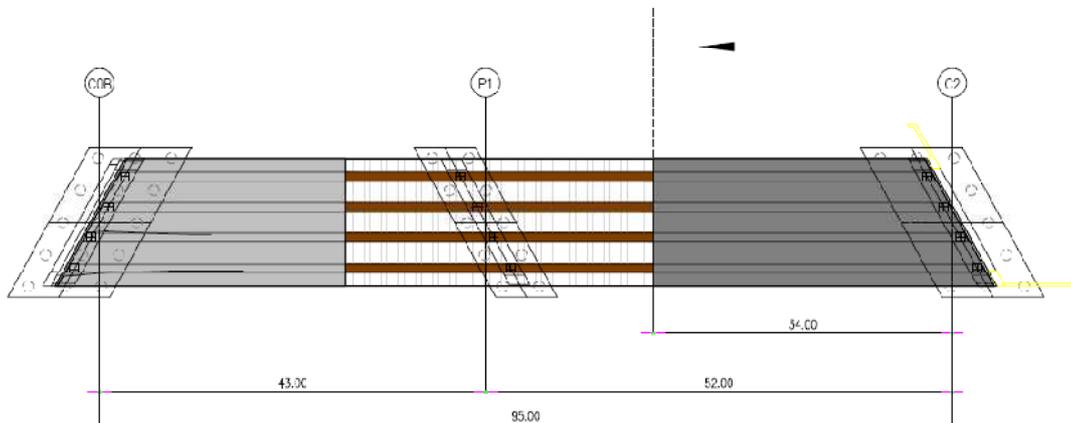


Fig. V.5. Coulée de la dalle en travée P1-C2.

➤ **Phase 4 :**

- Cette dernière phase prévoit la coulée de la dalle dans la zone d'appui P1.
 $L = 0,35L_1 + 0,35L_2 = 0,35 \times 42 + 0,35 \times 52 \rightarrow L = 34,4m$.

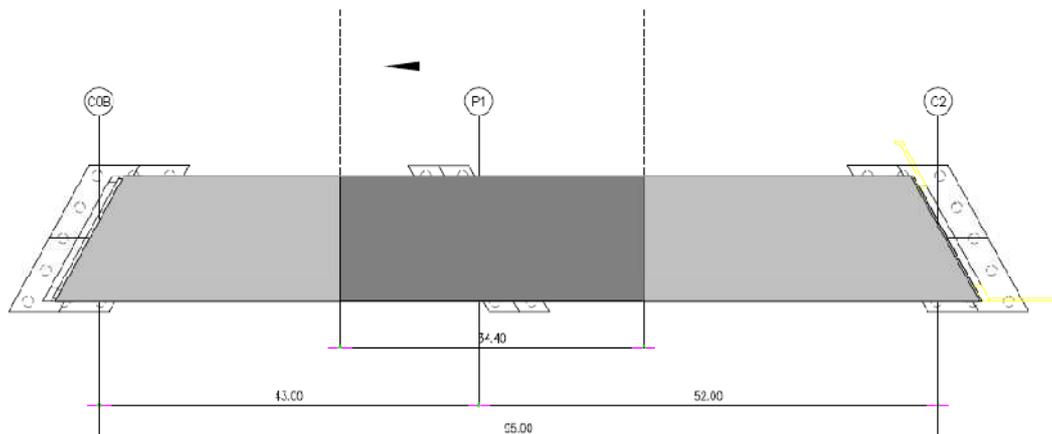


Fig. V.6. Coulée de la dalle dans la zone d'appui P1.

4. Évaluation des sollicitations :

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

Les résultats des moments et les efforts tranchants maximaux de chaque phase sont résumés dans le tableau suivant :

Phase de construction		n	N°Section	Sollicitations			
				$M_{\max}(t.m)$	$M_{\min}(t.m)$	$T_{\max}(t)$	
Mise en œuvre de la charpente + pré-dalles		1	1	236,36	-0,36	31,61	
			2	335,78	-32,65	27,18	
			3	207,93	-261,35	42,11	
			4	169,17	-318,68	47,00	
			5	-	-518,26	55,68	
			6	-	-618,00	62,68	
Coulage de la dalle	La coulée de la dalle de la travée C0B-P1		2	1	442,57	-0,45	59,01
				2	533,12	-	48,41
				3	135,86	-318,02	67,83
				4	118,82	-447,08	64,80
				5	-	-649,59	67,83
				6	-	-813,50	79,78
	La phase prévoit la coulée de la dalle de la travée P1-C2.		3	1	477,04	-0,47	65,25
				2	646,41	-105,43	54,29
				3	309,62	-485,61	66,63
				4	299,36	-633,93	78,29
				5	-	-887,39	80,46
				6	-	-1096,36	93,93
	La phase prévoit la coulée de la dalle dans la zone d'appui P1.		4	1	514,56	-0,50	69,19
				2	726,02	-72,80	53,12
				3	449,19	-559,52	90,10
				4	347,03	-675,73	98,83
				5	-	-1094,60	114,50
				6	-	-1293,84	124,94

Tableau. V.1. Récapitulatif des sollicitations.

Remarque :

Les diagrammes des sollicitations sont donnés en annexe I.

5. Vérification des contraintes:

5.1. Contraintes normales : [5]

La semelle supérieure est soumise à la compression, la semelle inférieure est soumise à la traction et l'âme est soumise à la flexion.

La contrainte élastique dans l'acier de la poutre est : $f_y = 355MPa$.

a) Contrainte de compression :

Il faut vérifier :

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{W} \leq \frac{f_y}{1,05}.$$

W : Le moment résistant de la section.

La vérification des contraintes de compression de chaque section est représentée dans le tableau suivant :

Section N°	$M_{\max}(MN.m)$	Signe (\pm)	$w(m^3)$	$\sigma_s(MPa)$	$f_y/1,05$	Etat
1	5,1456	+	0,0581	88,564	338,01	vérifié
2	7,2602	+	0,0781	92,960	338,01	vérifié
3	5,5952	-	0,080	69,940	338,01	vérifié
4	6,7573	-	0,0857	78,848	338,01	vérifié
5	10,9460	-	0,1175	93,157	338,01	vérifié
6	12,9384	-	0,1411	91,697	338,01	vérifié

Tableau. V.2. Vérification des contraintes de compression.

b) Contrainte de traction :

Il faut vérifier :

$$\sigma_i = \frac{M_{\max}}{W'} \leq \frac{f_y}{1,05}.$$

W' : Le moment résistant de la section.

La vérification des contraintes de traction de chaque section est représentée dans le tableau suivant :

Section N°	$M_{\max}(MN.m)$	Signe (\pm)	$w'(m^3)$	$\sigma_i(MPa)$	$f_y/1,05$	Etat
1	5,1456	+	0,0650	79,163	338,01	vérifié
2	7,2602	+	0,0883	82,222	338,01	vérifié
3	5,5952	-	0,0898	62,307	338,01	vérifié
4	6,7573	-	0,0967	69,879	338,01	vérifié
5	10,9460	-	0,1335	81,992	338,01	vérifié
6	12,9384	-	0,1609	80,413	338,01	vérifié

Tableau. V.3. Vérification des contraintes de traction.

Les contraintes normales sont vérifiées.

5.2. Vérification au cisaillement de l'âme :

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, la contrainte de cisaillement maximale de l'âme est [5] :

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

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant max.

A : L'air de l'âme.

Il faut vérifier :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} \leq \bar{\tau}.$$

Avec :

$$\bar{\tau} = 0.6f_y$$

La vérification des contraintes de cisaillement de l'âme de chaque section est représentée dans le tableau suivant :

Section N°	$T_{max}(MN)$	Signe (\pm)	$A(m^2)$	$\tau_{max}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Etat
1	0,6919	-	0,0269	25,721	213	Vérifié
2	0,5429	-	0,0264	20,564	213	Vérifié
3	0,9010	+	0,0330	27,303	213	Vérifié
4	0,9883	+	0,0326	30,316	213	Vérifié
5	1,1450	+	0,0318	36,006	213	Vérifié
6	1,2494	+	0,0310	40,303	213	Vérifié

Tableau. V.4. Vérification des contraintes de cisaillement de l'âme.

Les contraintes de cisaillement de l'âme sont vérifiées.

5.3 Vérification du voilement de l'âme:

On vérifie les différents panneaux sous les sollicitations maximales figure ci-dessous :

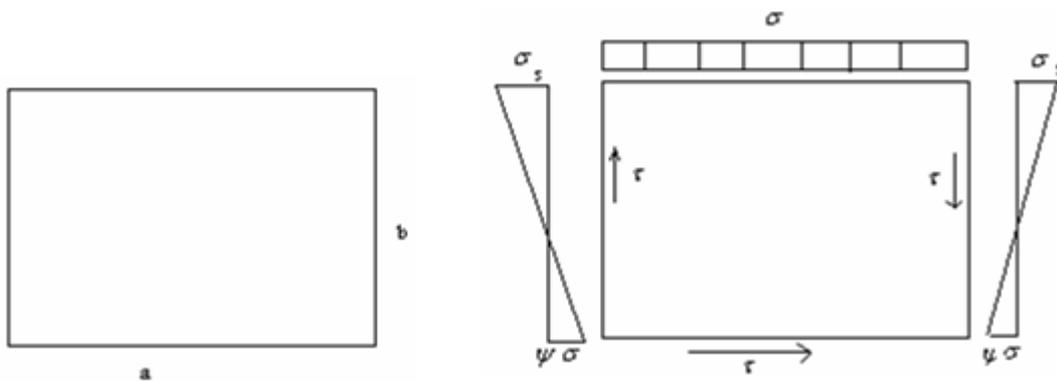


Fig. V.7. Les contraintes dans l'âme de la poutre.

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

Les dimensions (a, b, t_w) de chaque section sont représentées dans le tableau suivant :

Section N°	$a(m)$	$b(m)$	$t_w(m)$
1	4,5	1,68	0,016
2	6,5	1,65	0,016
3	5	1,65	0,020
4	5	1,63	0,020
5	4	1,59	0,020
6	4	1,55	0,020

Tableau. V.5. Dimensions de l'âme de la poutre

Pour La vérification de la stabilité au voilement de l'âme des sections, on doit vérifier la condition de stabilité : [6]

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

Avec :

σ_{cr} : La contrainte normale critique.

τ : La contrainte de cisaillement.

τ_{cr} : La contrainte critique de cisaillement.

$$S_{\sigma} = \begin{cases} 1,8 & \text{si } \psi = 1 \\ 1,4 + 0,4 \times \psi & \text{si } -1 \leq \psi \leq 1 \\ 1 & \text{si } \psi \leq -1 \end{cases} \quad [6]$$

Section N°	$\sigma_s (MPa)$	$\sigma_i (MPa)$	$\tau (MPa)$
1	88,564	79,163	25,721
2	92,960	82,222	20,564
3	69,940	62,307	27,303
4	78,848	69,879	30,316
5	93,157	81,992	36,006
6	91,697	80,413	40,303

Tableau. V.6. Récapitulatif des contraintes.

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.

Les valeurs des coefficients K_{τ} et K_{σ} pour des différentes sollicitations affectant un panneau non raidi et supposé articuler sur les 4 bords sont données ci-après.

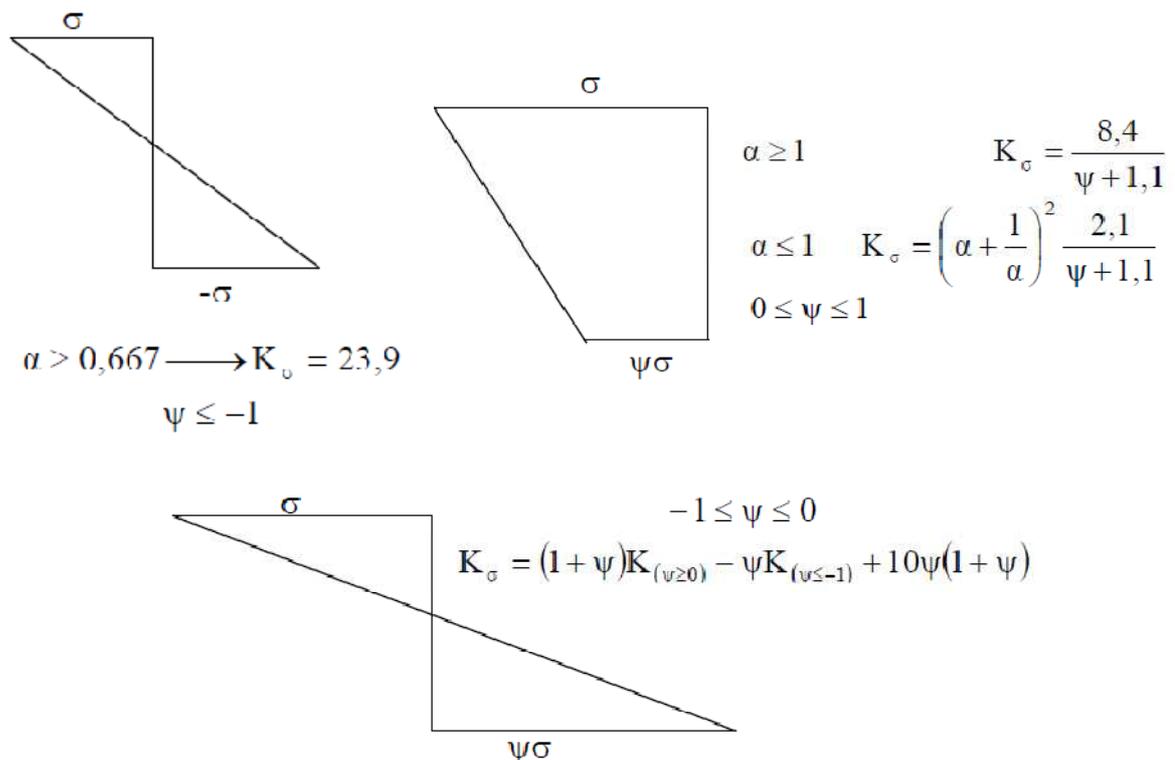


Fig. V.8. Les contraintes dans l'âme de la poutre. [5]

❖ Calcul des contraintes critiques : [5]

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

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

E : Module d'élasticité. Telle que $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

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

Section N°	$t_w (m)$	$b(m)$	$\sigma_{cr} (MPa)$	$\tau_{cr} (MPa)$
1	0,016	1,68	$16,379 \times K_\sigma$	$16,379 \times K_\tau$
2	0,016	1,65	$16,980 \times K_\sigma$	$16,980 \times K_\tau$
3	0,020	1,65	$26,531 \times K_\sigma$	$26,531 \times K_\tau$
4	0,020	1,63	$27,186 \times K_\sigma$	$27,186 \times K_\tau$
5	0,020	1,59	$28,571 \times K_\sigma$	$28,571 \times K_\tau$
6	0,020	1,55	$30,065 \times K_\sigma$	$30,065 \times K_\tau$

Tableau. V.7. Les contraintes critiques en fonction de K_σ et K_τ .

❖ Calcul des coefficients :

Calcul de K_σ :

Le moment positif (max) :

Section N°	$\sigma_i (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s}$	S_σ	K_σ
1	-79,163	+88,564	-0,89 > -1	1,04	24,69
2	-82,222	+92,960	-0,88 > -1	1,05	24,56

Tableau. V.8. Le coefficient K_σ .

Le moment négatif (max) :

Section N°	$\sigma_i (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s}$	S_σ	K_σ
3	62,307	-69,940	-0,89 > -1	1,04	24,69
4	69,879	-78,848	-0,89 > -1	1,04	24,69
5	81,992	-93,157	-0,88 > -1	1,05	24,56
6	80,413	-91,697	-0,88 > -1	1,05	24,56

Tableau. V.9. Le coefficient K_σ .

Calcul de K_τ : [5]

$$\alpha \geq 1 \rightarrow K_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$$

$$\alpha \leq 1 \rightarrow K_\tau = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$$

Section N°	$a(m)$	$b(m)$	$\alpha = \frac{a}{b}$	K_τ
1	4,5	1,68	2,68	5,90
2	6,5	1,65	3,94	5,60
3	5	1,65	3,03	5,77
4	5	1,63	3,07	5,76
5	4	1,59	2,51	5,97
6	4	1,55	2,58	5,94

Tableau. V.10. Coefficient K_τ

Après la détermination des coefficients K_σ et K_τ , on passe au calcul des contraintes critiques données dans le tableau suivant :

Section N°	K_σ	K_τ	$\sigma_{cr}(MPa)$	$\tau_{cr}(MPa)$
1	24,69	5,90	404,397	96,636
2	24,56	5,60	417,029	95,088
3	24,69	5,77	655,050	153,084
4	24,69	5,76	671,222	156,591
5	24,56	5,97	701,704	170,569
6	24,56	5,94	738,396	178,586

Tableau. V.11. Récapitulatif des contraintes critiques.

Après l'évaluation des contraintes critiques nous allons passer à la vérification au voilement des âmes. Vérifications au voilement de toutes les sections :

Section N°	$\sigma(MPa)$	$\tau(MPa)$	$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2$	Etat
1	88,564	25,721	$\left(1,04 \times \frac{88,564}{404,397} \right)^2 + \left(\frac{25,721}{96,636} \right)^2 = 0,12 < 1$	vérifié
2	92,960	15,394	$\left(1,05 \times \frac{92,960}{417,029} \right)^2 + \left(\frac{15,394}{95,088} \right)^2 = 0,08 < 1$	vérifié
3	69,940	23,448	$\left(1,04 \times \frac{69,940}{655,050} \right)^2 + \left(\frac{23,448}{153,084} \right)^2 = 0,03 < 1$	vérifié
4	78,848	27,758	$\left(1,04 \times \frac{78,848}{671,222} \right)^2 + \left(\frac{27,758}{156,591} \right)^2 = 0,05 < 1$	vérifié
5	93,157	35,141	$\left(1,05 \times \frac{93,157}{701,704} \right)^2 + \left(\frac{35,141}{170,569} \right)^2 = 0,06 < 1$	vérifié
6	91,697	40,303	$\left(1,05 \times \frac{91,697}{738,396} \right)^2 + \left(\frac{40,303}{178,586} \right)^2 = 0,07 < 1$	vérifié

Tableau. V.12. Vérification au voilement.

La relation est vérifiée dans chaque section de la poutre cela veut dire qu'il n'y a pas de voilement donc, il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs d'âme.

5.4 Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité de forme des pièces soumise à la flexion.

Il se manifeste par la tendance naturelle des fibres comprimées de la section fléchie d'un élément à se dérober sous la contrainte en s'échappant dans un plan perpendiculaire au plan de cette contrainte. Il est caractérisé par :

- Une déformation latérale de l'aile comprimée.
- Une rotation de la section par rapport à l'axe longitudinal de la pièce.

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par [6]. Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M_{cr} de déversement.

- On admet que :

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

Avec :

σ_{cr} : Contrainte critique de déversement.

σ_f : Contrainte due à la flexion.

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

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66\sigma_{cr} \quad \text{si } \sigma_{cr} \leq 0.75\sigma_e$$

➤ Calcul du moment de déversement :

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante [6] :

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

Avec :

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

- Pour une charge uniformément répartie [6] :

Sur l'aile supérieure de la semelle :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} - \frac{1.45}{a} \right]$$

Sur l'aile inférieure de la semelle :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} + \frac{1.45}{a} \right]$$

Coefficient m_2 :

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

Et

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

Avec :

l : Portée de la pièce fléchie: entraxe des entretoises.

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

b : Hauteur de la pièce.

K : Le moment d'inertie de torsion de la pièce considérée.

W : Les moments résistant de la section.

E : Module d'élasticité longitudinal ($E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$).

G : Module d'élasticité transversale.

G est donné par la relation suivante : $G = \frac{1}{2(1+\nu)} E$.

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

$$G = \frac{1}{2(1+0,3)} \times 2 \cdot 10^5 = 7,69 \times 10^4 \text{ MPa}.$$

Section N° 1 :

$$S_1 = 850 \times 35 = 29750 \text{ mm}^2.$$

$$S_2 = 16 \times 1680 = 26880 \text{ mm}^2.$$

$$S_3 = 1000 \times 35 = 35000 \text{ mm}^2.$$

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

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

$$I_{yy} = \frac{35 \times (850)^3}{12} + \frac{1680 \times (16)^3}{12} + \frac{35 \times (1000)^3}{12}$$

$$I_{yy} = 0,47 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

➤ Calcul du moment de torsion K :

$$K = \frac{1}{3} S_2 \cdot \left(n \times t_w^2 + \frac{S_1}{S_2} \times t_s^2 \right)$$

$$K = \frac{1}{3} \times 26880 \left(2 \times 16^2 + \frac{29750}{26880} \times 35^2 \right)$$

$$K = 1,67 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

➤ Calcul des coefficients m_1 et m_2 :

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

$$a^2 = \frac{4 \times 7,69 \times 10^4 \times 1,67 \times 10^7}{2 \times 10^5 \times 4,7 \times 10^{-3}} \left(\frac{4,5}{1,68} \right)^2$$

$$a^2 = 0,039 \rightarrow a = 0,20.$$

• Calcul m_1 :

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

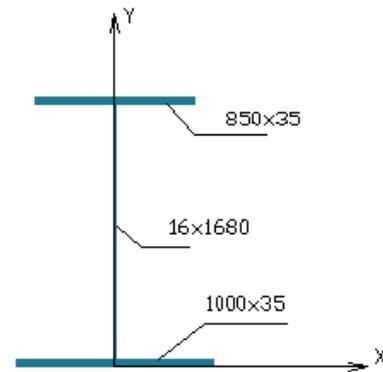


Fig. V.9. Dimension de la section N° 1

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{2,1}{0,20^2}} - \frac{1,45}{0,20} \right]$$

$$m_1 = 0,23.$$

- Calcul m_2 :

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

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0,20^2}}$$

$$m_2 = 15,73.$$

- Calcul moment de déversement :

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

$$M_{cr} = \frac{0,23 \times 15,73}{4,5} \sqrt{2 \times 10^5 \times 0,0047 \times 7,69 \times 10^4 \times 1,67 \times 10^{-5}}$$

$$M_{cr} = 27,93 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{27,93}{0,0581} = 480,72 \text{ MPa.}$$

$$0,75\sigma_e = 0,75 \times 355 = 266,25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{cr} > 0,75\sigma_e \rightarrow f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right).$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{480,72}\right)$$

$$f(\sigma_{cr}) = 256,69 \text{ MPa.}$$

- Calcul du σ_f :

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

$$\sigma_f = \frac{5,1456}{0,0581} = 88,56 \text{ MPa.}$$

On remarque que :

$$\sigma_f = 88,56 \text{ MPa} \leq f(\sigma_{cr}) = 256,69 \text{ MPa}$$

Donc :

La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée pour la section 1.

Section N° 2 :

$$S_1 = 850 \times 50 = 42500 \text{ mm}^2.$$

$$S_2 = 16 \times 1650 = 26400 \text{ mm}^2.$$

$$S_3 = 1000 \times 50 = 50000 \text{ mm}^2.$$

➤ **Calcul de l'inertie par rapport l'axe (yy).**

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

$$I_{yy} = \frac{50 \times (850)^3}{12} + \frac{1650 \times (16)^3}{12} + \frac{50 \times (1000)^3}{12}$$

$$I_{yy} = 0,67 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

Calcul du moment de torsion K :

$$K = \frac{1}{3} S_2 \left(n \times t_w^2 + \frac{S_1}{S_2} \times t_s^2 \right)$$

$$K = \frac{1}{3} \times 26400 \left(2 \times 16^2 + \frac{42500}{26400} \times 50^2 \right)$$

$$K = 3,99 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

➤ **Calcul des coefficients m_1 et m_2 :**

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

$$a^2 = \frac{4 \times 7,69 \times 10^4 \times 3,99 \times 10^5}{2 \times 10^5 \times 6,7 \times 10^{-3}} \left(\frac{6,5}{1,650} \right)^2$$

$$a^2 = 0,1421 \rightarrow a = 0,38.$$

• **Calcul m_1 :**

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

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{2,1}{0,38^2}} - \frac{1,45}{0,38} \right]$$

$$m_1 = 0,45.$$

• **Calcul m_2 :**

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

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0,38^2}}$$

$$m_2 = 8,32.$$

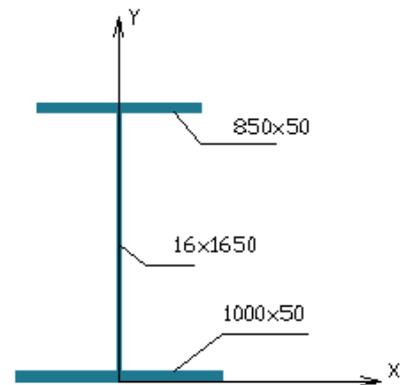


Fig. V.10. Dimension de la section N°2

➤ **Calcul moment de déversement :**

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

$$M_{cr} = \frac{0,45 \times 8,32}{6,5} \sqrt{2 \times 10^5 \times 0,0067 \times 7,69 \times 10^4 \times 3,99 \times 10^{-5}}$$

$$M_{cr} = 36,93 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{36,93}{0,0781} = 472,85 \text{ MPa.}$$

$$0,75\sigma_e = 0,75 \times 355 = 266,25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{cr} > 0,75\sigma_e \rightarrow f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right).$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{472,85}\right)$$

$$f(\sigma_{cr}) = 255,05 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul du σ_f :**

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

$$\sigma_f = \frac{7,2602}{0,0781} = 92,96 \text{ MPa.}$$

On remarque que :

$$\sigma_f = 92,96 \text{ MPa} \leq f(\sigma_{cr}) = 255,05 \text{ MPa}$$

Donc :

La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée pour la section 2.

✚ Section N° 3 :

$$S_1 = 850 \times 50 = 42500 \text{ mm}^2.$$

$$S_2 = 20 \times 1650 = 33000 \text{ mm}^2.$$

$$S_3 = 1000 \times 50 = 50000 \text{ mm}^2.$$

➤ **Calcul de l'inertie par rapport l'axe (yy).**

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

$$I_{yy} = \frac{50 \times (850)^3}{12} + \frac{1650 \times (20)^3}{12} + \frac{50 \times (1000)^3}{12}$$

$$I_{yy} = 0,67 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

➤ **Calcul du moment de torsion K :**

$$K = \frac{1}{3} S_2 \left(n \times t_w^2 + \frac{S_1}{S_2} \times t_s^2 \right)$$

$$K = \frac{1}{3} \times 33000 \left(2 \times 20^2 + \frac{42500}{33000} \times 50^2 \right)$$

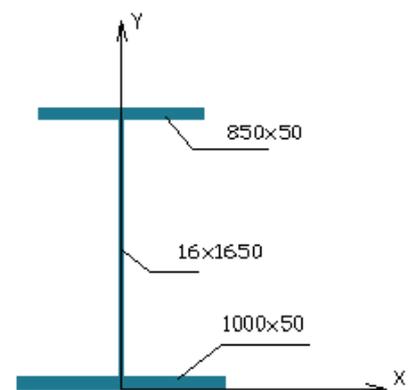


Fig. V.11. Dimension de la section N°3

$$K = 4,42 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

➤ **Calcul des coefficients m_1 et m_2 :**

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

$$a^2 = \frac{4 \times 7,69 \times 10^4 \times 4,42 \times 10^{-5}}{2 \times 10^5 \times 6,7 \times 10^{-3}} \left(\frac{5}{1,65} \right)^2$$

$$a^2 = 0,011 \rightarrow a = 0,10.$$

• **Calcul m_1 :**

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

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{2,1}{0,10^2}} - \frac{1,45}{0,10} \right]$$

$$m_1 = 0,09.$$

• **Calcul m_2 :**

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

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0,10^2}}$$

$$m_2 = 31,41.$$

➤ **Calcul moment de déversement :**

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

$$M_{cr} = \frac{0,09 \times 31,41}{5} \sqrt{2 \times 10^5 \times 0,0067 \times 7,69 \times 10^4 \times 4,42 \times 10^{-5}}$$

$$M_{cr} = 38,16 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{38,16}{0,080} = 477,00 \text{ MPa.}$$

$$0,75\sigma_e = 0,75 \times 355 = 266,25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{cr} > 0,75\sigma_e \rightarrow f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}} \right).$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{477,00} \right)$$

$$f(\sigma_{cr}) = 255,92 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul du σ_f :**

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

$$\sigma_f = \frac{5,5952}{0,080} = 69,94MPa.$$

On remarque que :

$$\sigma_f = 69,94MPa \leq f(\sigma_{cr}) = 255,92MPa$$

Donc :

La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée pour la section 3.

Section N° 4 :

$$S_1 = 850 \times 60 = 51000mm^2.$$

$$S_2 = 20 \times 1630 = 32600mm^2.$$

$$S_3 = 1000 \times 60 = 60000mm^2.$$

➤ Calcul de l'inertie par rapport l'axe(yy).

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

$$I_{yy} = \frac{60 \times (850)^3}{12} + \frac{1630 \times (20)^3}{12} + \frac{60 \times (1000)^3}{12}$$

$$I_{yy} = 0,80 \times 10^{10} mm^4.$$

➤ Calcul du moment de torsion K :

$$K = \frac{1}{3} S_2 \left(n \times t_w^2 + \frac{S_1}{S_2} \times t_s^2 \right)$$

$$K = \frac{1}{3} \times 32600 \left(2 \times 20^2 + \frac{51000}{32600} \times 60^2 \right)$$

$$K = 6,99 \times 10^7 mm^4.$$

➤ Calcul des coefficients m_1 et m_2 :

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

$$a^2 = \frac{4 \times 7,69 \times 10^4 \times 6,99 \times 10^7}{2 \times 10^5 \times 8 \times 10^{-3}} \left(\frac{5}{1,63} \right)^2$$

$$a^2 = 0,126 \rightarrow a = 0,35.$$

• Calcul m_1 :

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

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{2,1}{0,35^2}} - \frac{1,45}{0,35} \right]$$

$$m_1 = 0,41.$$

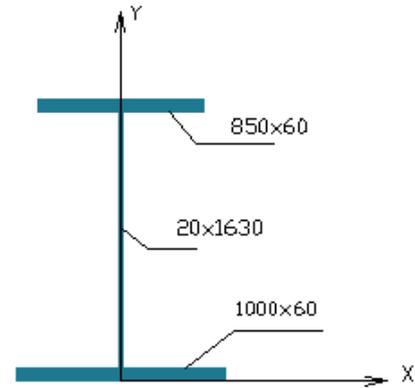


Fig. V.12. Dimension de la section N°4

• Calcul m_2 :

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

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0,35^2}}$$

$$m_2 = 9,03.$$

➤ Calcul moment de déversement :

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

$$M_{cr} = \frac{0,41 \times 9,03}{5} \sqrt{2 \times 10^5 \times 0,008 \times 7,69 \times 10^4 \times 6,99 \times 10^{-5}}$$

$$M_{cr} = 68,67 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{68,67}{0,0857} = 801,28 \text{ MPa.}$$

$$0,75\sigma_e = 0,75 \times 355 = 266,25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{cr} > 0,75\sigma_e \rightarrow f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right).$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{801,28}\right)$$

$$f(\sigma_{cr}) = 296,02 \text{ MPa.}$$

➤ Calcul du σ_f :

$$\sigma_f = \frac{M_{maf}}{W}$$

$$\sigma_f = \frac{6,7573}{0,0857} = 78,85 \text{ MPa.}$$

On remarque que :

$$\sigma_f = 78,85 \text{ MPa} \leq f(\sigma_{cr}) = 296,02 \text{ MPa}$$

Donc :

La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée pour la section 4.

✚ Section N° 5 :

$$S_1 = 850 \times 80 = 68000 \text{ mm}^2.$$

$$S_2 = 20 \times 1590 = 31800 \text{ mm}^2.$$

$$S_3 = 1000 \times 80 = 80000 \text{ mm}^2.$$

➤ Calcul de l'inertie par rapport l'axe (yy).

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

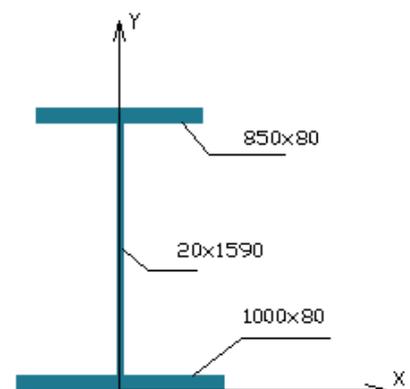


Fig. V.13. Dimension de la section N°5

$$I_{yy} = \frac{80 \times (850)^3}{12} + \frac{1590 \times (20)^3}{12} + \frac{80 \times (1000)^3}{12}$$

$$I_{yy} = 1,076 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

➤ **Calcul du moment de torsion K :**

$$K = \frac{1}{3} S_2 \left(n \times t_w^2 + \frac{S_1}{S_2} \times t_s^2 \right)$$

$$K = \frac{1}{3} \times 31800 \left(2 \times 20^2 + \frac{68000}{31800} \times 80^2 \right)$$

$$K = 15,35 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

➤ **Calcul des coefficients m_1 et m_2 :**

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

$$a^2 = \frac{4 \times 7,69 \times 10^4 \times 15,35 \times 10^5}{2 \times 10^5 \times 10,76 \times 10^{-3}} \left(\frac{4}{1,59} \right)^2$$

$$a^2 = 0,139 \rightarrow a = 0,37.$$

• **Calcul m_1 :**

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

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{2,1}{0,37^2}} - \frac{1,45}{0,37} \right]$$

$$m_1 = 0,44.$$

• **Calcul m_2 :**

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

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0,37^2}}$$

$$m_2 = 8,54.$$

➤ **Calcul moment de déversement :**

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

$$M_{cr} = \frac{0,44 \times 8,54}{4} \sqrt{2 \times 10^5 \times 10,76 \times 10^{-3} \times 7,69 \times 10^4 \times 15,35 \times 10^5}$$

$$M_{cr} = 149,72 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{149,72}{0,1175} = 1274,21 \text{ MPa.}$$

$$0,75\sigma_e = 0,75 \times 355 = 266,25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{cr} > 0,75\sigma_e \rightarrow f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right).$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{1274,21}\right)$$

$$f(\sigma_{cr}) = 317,91 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul du σ_f :**

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

$$\sigma_f = \frac{10,9460}{0,1175} = 93,16 \text{ MPa.}$$

On remarque que :

$$\sigma_f = 93,16 \text{ MPa} \leq f(\sigma_{cr}) = 317,91 \text{ MPa}$$

Donc :

La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée pour la section 5.

🚧 Section N° 6

$$S_1 = 850 \times 100 = 85000 \text{ mm}^2.$$

$$S_2 = 20 \times 1550 = 31000 \text{ mm}^2.$$

$$S_3 = 1000 \times 100 = 100000 \text{ mm}^2.$$

➤ **Calcul de l'inertie par rapport l'axe (yy).**

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

$$I_{yy} = \frac{100 \times (850)^3}{12} + \frac{1550 \times (20)^3}{12} + \frac{100 \times (1000)^3}{12}$$

$$I_{yy} = 1,34 \times 10^{10} \text{ mm}^4.$$

➤ **Calcul du moment de torsion K :**

$$K = \frac{1}{3} S_2 \left(n \times t_w^2 + \frac{S_1}{S_2} \times t_s^2 \right)$$

$$K = \frac{1}{3} \times 31000 \left(2 \times 20^2 + \frac{85000}{31000} \times 100^2 \right)$$

$$K = 29,16 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

➤ **Calcul des coefficients m_1 et m_2 :**

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

$$a^2 = \frac{4 \times 7,69 \times 10^4 \times 29,16 \times 10^5}{2 \times 10^5 \times 13,40 \times 10^3} \left(\frac{4}{1,55} \right)^2$$

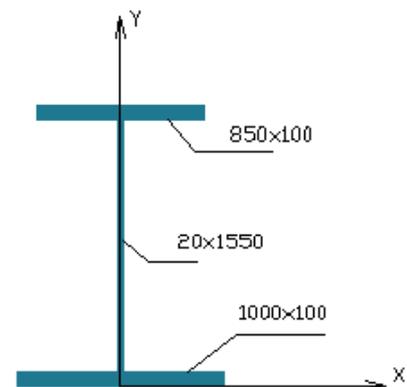


Fig. V.14. Dimension de la section N°6

$$a^2 = 0,222 \rightarrow a = 0,47.$$

- **Calcul m_1 :**

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

$$m_1 = 3,54 \left[\sqrt{1 + \frac{2,1}{0,47^2}} - \frac{1,45}{0,47} \right]$$

$$m_1 = 0,55.$$

- **Calcul m_2 :**

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

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0,47^2}}$$

$$m_2 = 6,75.$$

- **Calcul moment de déversement :**

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

$$M_{cr} = \frac{0,55 \times 6,75}{4} \sqrt{2 \times 10^5 \times 13,40 \times 10^{-3} \times 7,69 \times 10^4 \times 29,16 \times 10^{-5}}$$

$$M_{cr} = 227,52 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{227,52}{0,1411} = 1612,47 \text{ MPa.}$$

$$0,75\sigma_e = 0,75 \times 355 = 266,25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{cr} > 0,75\sigma_e \rightarrow f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right).$$

$$f(\sigma_{cr}) = 355 \left(1 - 0,375 \frac{355}{1612,47}\right)$$

$$f(\sigma_{cr}) = 325,69 \text{ MPa.}$$

- **Calcul du σ_f :**

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

$$\sigma_f = \frac{12,9384}{0,1411} = 91,69 \text{ MPa.}$$

On remarque que :

$$\sigma_f = 91,69 \text{ MPa} \leq f(\sigma_{cr}) = 325,69 \text{ MPa}$$

Donc :

La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée pour la section 6.

6. Conclusion :

Les sections choisies sont vérifiées pour les différentes phases de réalisation de l'ouvrage, maintenant on passe à la vérification des sollicitations en état de service.

Chapitre VI

Etude en phase de service

1. Introduction :

Ce chapitre porte sur le calcul et le dimensionnement en phase service, cette étude consiste à déterminer les efforts dus :

- Au poids propre du tablier ;
- Aux charges permanentes (glissière de sécurité, corniche, couche de revêtement) ;
- Aux charges d'exploitations (mobiles : surcharge A, charge Bc, système de charge militaire, convoi exceptionnel) ;
- Aux charges accidentelles (vent, séisme...)

Dans ce chapitre on calcule le ferrailage de la dalle, ensuite, on passe à l'étude de la section mixte avec les vérifications à l'état limite ultime (l'ELU) et à l'état limite de service (l'ELS), des contraintes normales et des contraintes de cisaillement. Puis, on procède aux vérifications concernant les phénomènes d'instabilité élastique sous l'effet de ces différents types de charges.

2. Dimensionnement de la dalle en béton armé :

2.1. Fonctionnement :

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres, il s'agit de la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis.

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x, M_y et en vue du dimensionnement des armatures transversales.

Avec :

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

M_y : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales, AL

On a généralement $M_x \gg M_y$.

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

2.2. Calcul des moments :

On considèrera deux sections pour les calculs des moments :

- Section S1, encorbellement, au droit de l'appui où les effets de l'effort tranchant sont les plus importants: ATS (supérieur).
- Section S2, en travée, les moments fléchissant 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.

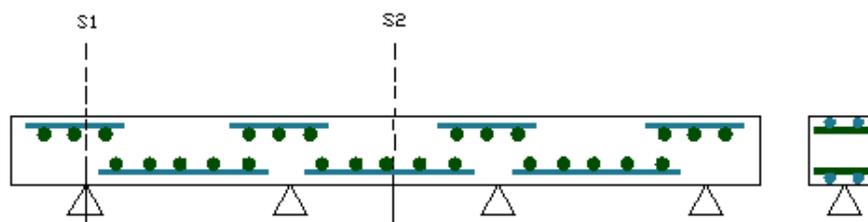


Fig.VI.1. Section transversale de la dalle.

2.2.1. Dimensionnement transversal de la dalle :

2.2.1.1. Définition des charges :

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

a) Charges permanentes :

On établira les efforts pour une tranche de dalle de 1 m dans le sens de la longueur et de 0,28m d'épaisseur.

Les moments seront évalués principalement au droit de l'appui (S1) et à la travée de la dalle (S2) où les valeurs sont les plus élevées en valeur absolue. On notera M_{S_1} et M_{S_2} les moments correspondants.

Les poids des principaux éléments considérés sont représentés dans le tableau suivant :

	Nombre	Epaisseur (cm)	Poids volumique ou valeur unitaire
Dalle en béton armé	1	28	$2.50 t/m^3$
Etanchéité et revêtement de chaussée	1	11	$2.40 t/m^3$
Trottoirs	1	32	$2.50 t/m^3$
Bordures	1	26	$2.50 t/m^3$
Garde-corps	1	-	$0.15 t/ml$
Glissières de sécurités	2	-	$0.06 t/ml$
Corniches	2	-	$0.50 t/ml$
Poteaux lumière	1	-	$0.05 t/ml$

Tableau.VI.1. les Poids permanents des différents éléments.

Bilan des charges qui s'appliquent à la dalle en béton armé de section 1×0.28 :

❖ Charges par mètre linéaire :

- Poids propre de la dalle : $2.5 \times 0.28 \times 1 \dots\dots\dots 0.7 t/ml$
- Poids du revêtement : $2.4 \times 0.11 \times 1 \dots\dots\dots 0.264 t/ml$
- Poids du trottoir : $2.5 \times 0.32 \times 1 \dots\dots\dots 0.8 t/ml$
- Poids de la bordure : $2.5 \times 0.26 \times 1 \dots\dots\dots 0.65 t/ml$

❖ Charges concentrés:

- Garde-corps : $0.15 \times 1 \dots\dots\dots 0.15 t$ dans le coté trottoir.
- Glissières de sécurités : $0.06 \times 1 \dots\dots\dots 0.06 t$ dans les deux cotés.
- Corniches : $0.5 \times 1 \dots\dots\dots 0.5 t$ dans les deux cotés.
- Poteaux lumière : $0.05 \times 1 \dots\dots\dots 0.05 t$ dans le coté bordure.

➤ Répartition des charges :

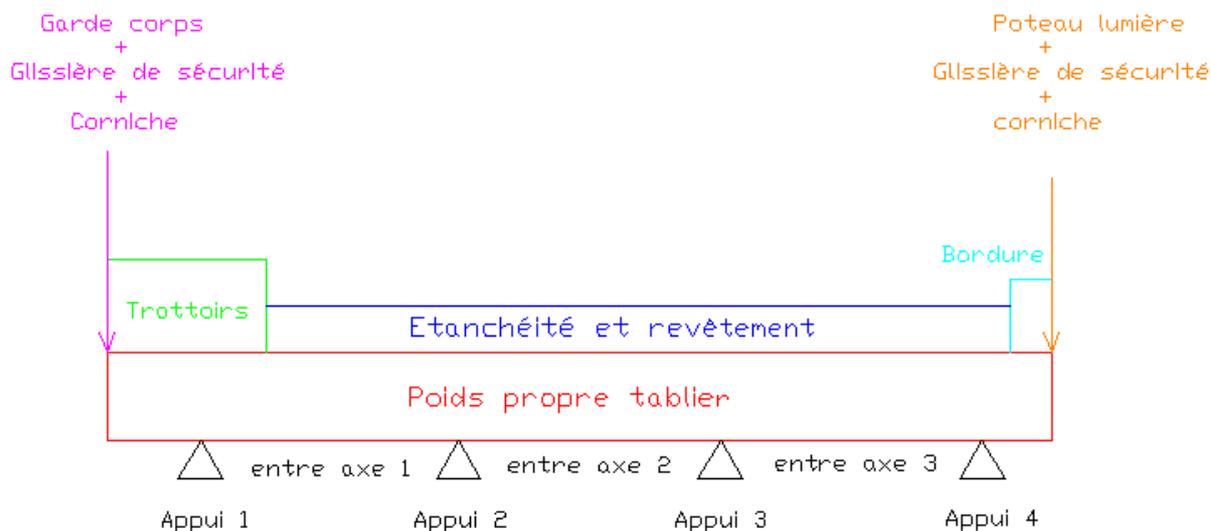


Fig.VI.2. La répartition des charges permanentes sur la dalle.

b) Surcharges d'exploitation :

Notre ouvrage sera calculé suivant :

- Système de charge A ;
- Système de charge Bc ;
- Convoi militaire Mc120 ;
- Convoi exceptionnel D240 ;
- Surcharges sur trottoirs.

➤ **Système de charge A :**

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L) \times 1m$$

1 voie chargée : $A = 1 \times 1 \times 884.545 \times 1 = 0.884 \text{ t/ml.}$

2 voies chargées : $A = 1 \times 1 \times 884.545 \times 1 = 0.884 \text{ t/ml.}$

3 voies chargées : $A = 0.9 \times 1 \times 884.545 \times 1 = 0.796 \text{ t/ml.}$

➤ **Système de charge Bc :**

Les charges Bc sont ponctuelles, elles sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1.0$

Nombre des voies chargées		Charge par essieu (t)		
1	1.20	E.AV	$1.20 \times 6 \times 1.076$	7.75
		E.AR	$1.20 \times 12 \times 1.076$	15.49
2	1.10	E.AV	$1.10 \times 6 \times 1.076$	7.10
		E.AR	$1.10 \times 12 \times 1.076$	14.20
3	0.95	E.AV	$0.95 \times 6 \times 1.076$	6.13
		E.AR	$0.95 \times 12 \times 1.076$	12.27

Tableau.VI.2.Charge maximum par essieu de Bc

➤ **Convoi militaire Mc120 :**

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule de 110t sur une largeur 4,3m multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1.064$

Masse totale de chenille 110 t/ml.

$$P = 110 \times 1,064 = 117,04 \text{ t.}$$

Soit par ml de chenille = $117.04/6,10 = 19,18\text{t/ml}$

$$\mathbf{Mc = 19,18 \text{ t/ml}}$$

➤ **Convoi exceptionnel D240 :**

$$P = 240\text{t soit } P = \frac{p}{l} = \frac{240}{18.6} = 12.90\text{t/ml.}$$

$$\mathbf{D_{240} = 12.90\text{t/ml}}$$

➤ **Surcharges sur trottoirs :**

La charge est uniformément répartie et vaut selon le fascicule 0,15 t/m 2 par trottoir.

Trottoir chargé : $P_{trottoire} = 1 \times 0,15 = \mathbf{0,15\text{t/ml}}$.

2.2.1.2. Détermination des efforts :

A fin d'évaluer les sollicitations sous ces différents systèmes de charge, on procédera au calcul automatique à l'aide du logiciel Autodesk Robot 2010.

Cas de charge (poids propre)

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

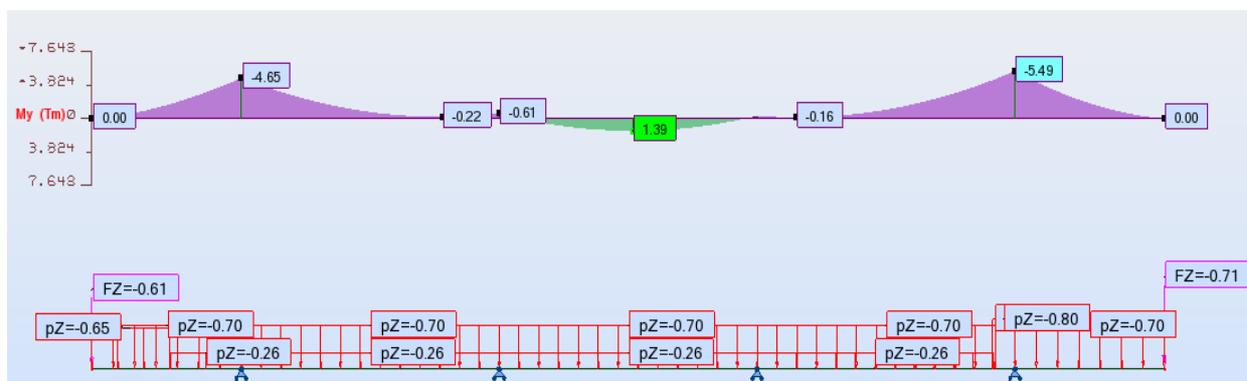


Fig.VI.3.Diagramme de moment du poids propre.

Cas de charge (D240) la charge se trouve à 0.25m du bord de la chaussée (cas défavorable)

Le diagramme des moments dû à la charge D240 est représenté ci-dessous :

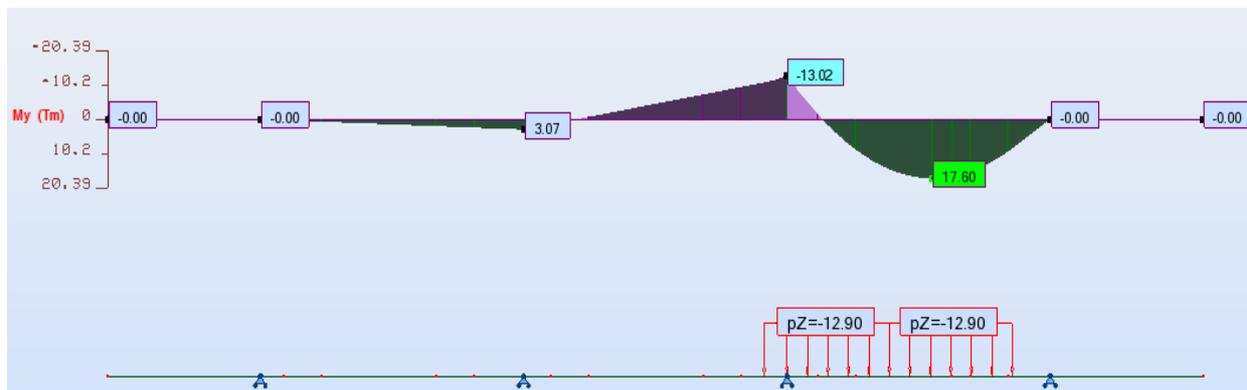


Fig.VI.4. Diagramme de moment de la charge D240.

Cas de charge (surcharge sur trottoir ST)

Le diagramme des moments dû à la surcharge sur trottoir est représenté ci-dessous :

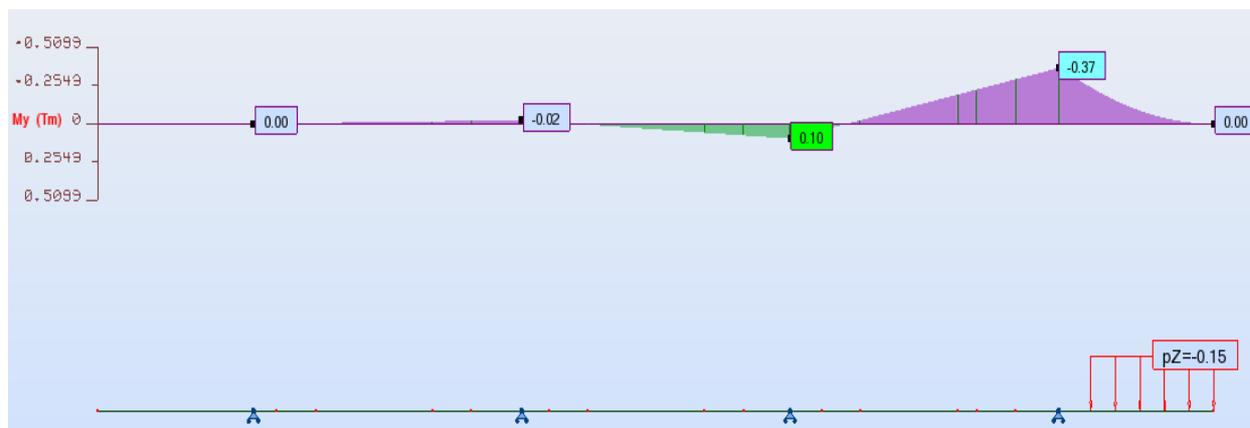


Fig.VI.5. Diagramme de moment de la surcharge sur trottoir.

A la lumière des résultats obtenus pour les différents systèmes de chargement, le système de chargement D240 est le la plus défavorable.

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

3. Combinaisons aux états limites : [10]

3.1. État limite ultime ELU:

Dans cette étape de calcul on utilisera la combinaison :

$$(1.35M_G + 1.5M_Q)$$

$$(1.35T_G + 1.5T_Q)$$

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.

Le diagramme des moments à l'état limite ultime ELU pour le cas le plus défavorable est représenté ci-dessous :

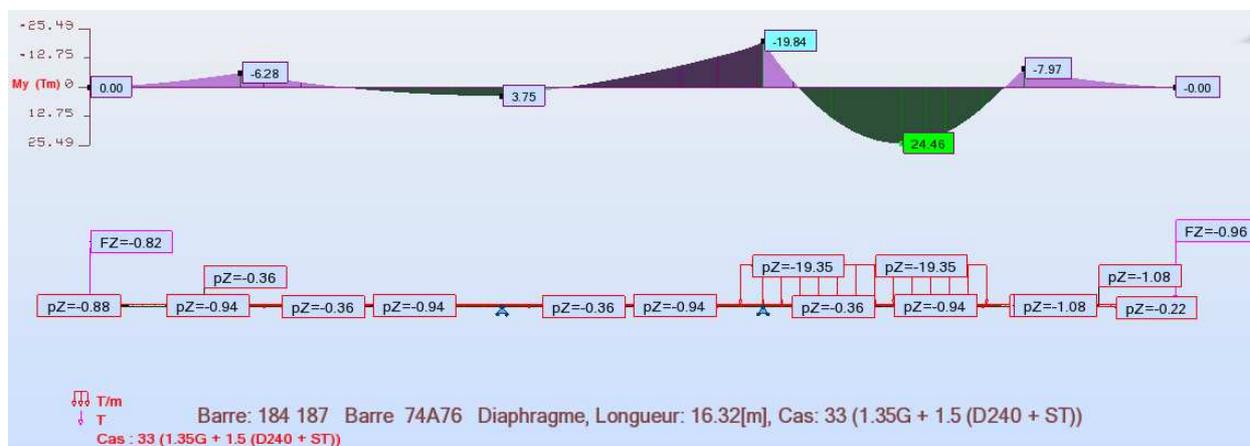


Fig.VI.6. Diagramme de moment à l'état limite ultime ELU.

D'après le diagramme de moment à l'état limite ultime ELU on constate que la section S1 se trouve dans l'appui 3 et la section S2 dans la travée 3.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Combinaison de charge	M_{S1} (t.m)	M_{S2} (t.m)
1,35G + 1,5(D240 + ST)	-19,84	24,46

Tableau VI.3. Les moments à L'ELU aux sections S1 et S2.

3.2. État limite de service ELS :

Pour le calcul des sollicitations à l'état limite de service (ELS), on utilisera la combinaison :
($M_G + M_Q$)

Le diagramme des moments à l'état limite de service ELS pour le cas le plus défavorable est représenté ci-dessous :

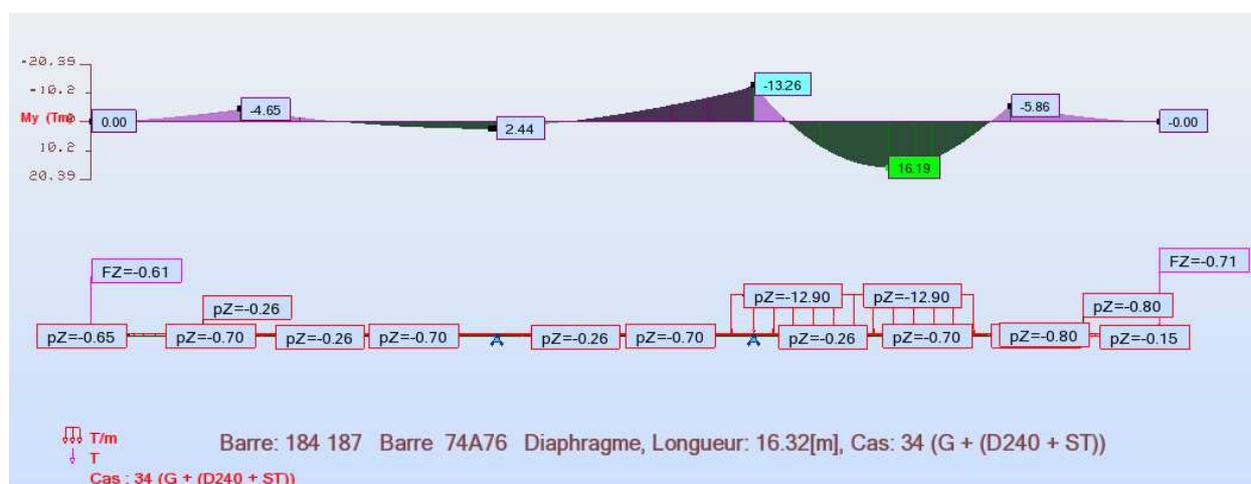


Fig.VI.7. Diagramme de moment à l'état limite de service ELS.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Combinaison de charge	M_{S1} (t.m)	M_{S2} (t.m)
G + (D240 + ST)	-13,26	16,19

Tableau VI.4. Les moments à L'ELS aux sections S1 et S2.

4. Calcul du ferrailage dans la section transversale : [10]

4.1. La section S2 : en travée

🔧 Dimensionnement à l'ELU :

Le moment dans la section S2 est : $M_{S2} = 24,46t.m$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} \Rightarrow f_{bu} = 19,83MPa.$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,2446}{1 \times 0,25^2 \times 19,83} \Rightarrow \mu = 0,197$$

Avec :

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

b : Largeur de la section étudiée égale 1m.

d : 0,9h (h : épaisseur de la dalle 28cm)

f_{c28} : La résistance caractéristique à la compression de la dalle à 28 j.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,197}) \Rightarrow \alpha = 0,277.$$

$$\alpha = 0,277 > \alpha_{AB} = 0,259 \Rightarrow \text{Pivot B } (\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}; \varepsilon_s < 10\text{‰})$$

$$\varepsilon_s = \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \times \varepsilon_{bc} = \frac{(1 - 0,277)}{0,277} \times 3,5 \times 10^{-3} \Rightarrow \varepsilon_s = 9,13 \times 10^{-3}.$$

$$\varepsilon_{el} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1,15 \times 2 \times 10^5} \Rightarrow \varepsilon_{el} = 2,17 \times 10^{-3}.$$

$$\alpha_{lim} = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{el}} = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} + 2,17\text{‰}} \Rightarrow \alpha_{lim} = 0,617.$$

$$\mu_{lim} = 0,8\alpha_{lim}(1 - 0,4\alpha_{lim}) = 0,8 \times 0,617 \times (1 - 0,4 \times 0,617) \Rightarrow \mu_{lim} = 0,372$$

$\mu = 0,197 < \mu_{lim} = 0,372 \rightarrow$ La section est économique.

$$\varepsilon_s = 9,13 \times 10^{-3} > \varepsilon_{el} = 2,17 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{MPa}$$

f_{su} : La résistance élastique de l'acier, est 500MPa.

$$\gamma_s = 1,15.$$

Donc l'aire de la section d'acier nécessaire dans la nappe inférieure en S2 à l'ELU vaut :

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times d \times b \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,277 \times 0,25 \times 1 \times 19,83}{435} = 2,525 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_{S_{ELU S2}} = 25,25 \text{cm}^2$$

🚧 Dimensionnement à l'ELS :

Le moment dans la section S2 est : $M_{S2} = 16,19 \text{t.m}$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_e = 333,33 \text{MPa}. \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot f_e = 250 \text{MPa}. \\ 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 229 \text{MPa}. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression pour la dalle, $f_{c28} = 35 \text{MPa}$.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction mesurée à 28 j, $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,7 \text{MPa}$.

η : Coefficient d'adhérence pour les aciers HA, $\eta = 1,6$.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible dans l'acier.

f_e : Limite d'élasticité dans l'acier, $f_e = 500 \text{MPa}$.

La contrainte admissible vaut $\bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa}$.

Déterminons la valeur de α :

$$\bar{\sigma}_s \alpha^3 - 3\bar{\sigma}_s \alpha^2 - \frac{6n \times M_{ELS}(\alpha - 1)}{b \times d^2} = 0$$

Avec :

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

$$M_{ELS} = 0,1619 \text{ MN.m}$$

$$d = 0,25 \text{ m}$$

$$n = 15$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$250\alpha^3 - 750\alpha^2 - 233,136\alpha + 233,136 = 0$$

$$\alpha = -0,649 \text{ ou } 0,448 \text{ ou } 3,200 \text{ soit } \alpha = \mathbf{0,448}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\alpha \times \bar{\sigma}_s}{n(1-\alpha)} = \frac{0,448 \times 250}{15(1-0,448)} = 13,52 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 13,52 \text{ MPa} < 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

Calcul de l'aire d'acier nécessaire à l'ELS en S2 :

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0 \times 448 \times 1 \times 0,25 \times 13,52}{2 \times 250} = 3,028 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s_{ELS S2}} = \mathbf{30,28 \text{ cm}^2}.$$

❖ Conclusion :

La section d'acier trouvée à ELS est supérieure à celle trouvée à ELU donc :

$$A_{s_{S2}} = \mathbf{30,28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7HA25}$$

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

$$E_{AST2} = \frac{100 - 7 \times 2,5}{7} \Rightarrow E_{AST2} = 11,8 \text{ cm}.$$

$$E_{AST2} = \mathbf{11,8 \text{ cm}}$$

4.2. La section S1 : à l'appui

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

🔧 Dimensionnement à l'ELU :

Le moment dans la section S1 est : $M_{S1} = -19,84 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,1984}{1 \times 0,25^2 \times 19,83} \Rightarrow \mu = 0,160$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,160}) \Rightarrow \alpha = 0,219.$$

$$\alpha = 0,219 < \alpha_{AB} = 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A } (\epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}; \epsilon_s = 10\text{‰}).$$

$$\epsilon_{bc} = \frac{\alpha}{(1-\alpha)} \times \epsilon_s = \frac{0,219}{(1-0,219)} \times 10^{-2} \Rightarrow \epsilon_{bc} = 2,8 \times 10^{-3}.$$

$$\epsilon_{el} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1,15 \times 2 \times 10^5} \Rightarrow \epsilon_{el} = 2,17 \times 10^{-3}.$$

$$\alpha_{lim} = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{el}} = \frac{2,8\text{‰}}{2,8\text{‰} + 2,17\text{‰}} \Rightarrow \alpha_{lim} = 0,563.$$

$$\mu_{lim} = 0,8\alpha_{lim}(1 - 0,4\alpha_{lim}) = 0,8 \times 0,563 \times (1 - 0,4 \times 0,563) \Rightarrow \mu_{lim} = 0,349.$$

$$\mu = 0,160 < \mu_{lim} = 0,349$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{el} \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

Donc l'aire de la section d'acier nécessaire dans la nappe inférieure en S2 à l'ELU vaut :

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times d \times b \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,219 \times 0,25 \times 1 \times 19,83}{435} = 1,996 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$A_{s_{ELU S1}} = 19,96 \text{ cm}^2$$

✚ Dimensionnement à l'ELS :

Le moment dans la section S1 est : $M_{S1} = -13,26 \text{ t.m}$

La contrainte admissible vaut $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$.

Déterminons la valeur de α :

$$\bar{\sigma}_s \alpha^3 - 3\bar{\sigma}_s \alpha^2 - \frac{6n \times M_{ELS}(\alpha - 1)}{b \times d^2} = 0$$

Avec :

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

$$M_{ELS} = -0,1326 \text{ MN.m}$$

$$d = 0,25 \text{ m}$$

$$n = 15$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$250\alpha^3 - 750\alpha^2 - 190944\alpha + 190944 = 0$$

$$\alpha = -0,580 \text{ ou } 0,415 \text{ ou } 3,165 \text{ soit } \alpha = 0,415$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\alpha \cdot \bar{\sigma}_s}{n(1 - \alpha)} = \frac{0,415 \times 250}{15(1 - 0,415)} = 11,82 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 11,82 \text{ MPa} < 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

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

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{0,415 \times 1 \times 0,25 \times 11,82}{2 \times 250} = 2,453 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$A_{s_{ELS S1}} = 24,53 \text{ cm}^2$$

❖ Conclusion :

La section d'acier trouvée à ELS est supérieure à celle trouvée à ELU donc :

$$A_{s_{S1}} = 24,53 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}25$$

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

$$E_{AST1} = \frac{100 - 6 \times 2.5}{6} \Rightarrow E_{AST1} = 14.16 \text{ cm.}$$

$$E_{AST1} = 14, 16 \text{ cm}$$

5. Vérification des armatures minimales : [10]

$$\rho_{s \text{ min}} = \frac{A_s}{A_b} = 0.5\%$$

Avec :

A_s : Section minimale d'armature passive.

A_b : La section de béton.

$$A_s = 0.005 \times 28 \times 100 = 14 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Section minimale par un mètre linéaire est vérifiée.

6. Calcul des armatures longitudinales : [10]

Les dispositions constructives sont les suivantes :

Le diamètre maximal des armatures est donné par :

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h}{10} \rightarrow \text{La section maximale d'une armature vaut } \phi_{\text{max}} = 28 \text{ cm.}$$

On utilisera la règle du tiers [10]

$$- ALS \geq \frac{ATS}{3} \quad \text{et} \quad ALI \geq \frac{ATS}{3}.$$

- ALS : Armature longitudinale supérieure.

- ATS : Armature transversale supérieure.

- ALI : Armature longitudinale inférieure.

- ATI : Armature transversale inférieure.

✚ Les armatures longitudinales dans la section S1 :

$$ALS_{S1} = \frac{ATS_{S1}}{3} = \frac{24,53}{3} = 8,17 \text{ cm}^2.$$

$$ALS_{S1} = 8, 17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3HA20$$

❖ L'espacement (par mètre

$$E_{ALS_{S1}} = \frac{(100 - 3 \times 2)}{3} = 31,33 \text{ cm.}$$

$$E_{ALS_{S1}} = 31, 33 \text{ cm}$$

✚ Les armatures longitudinales dans la section S2 :

$$ALS_{S2} = \frac{ATS_{S2}}{3} = \frac{30,28}{3} = 10,09 \text{ cm}^2.$$

$$ALS_{S2} = 10, 09 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4HA20$$

❖ L'espacement (par mètre) :

$$E_{ALS_{S2}} = \frac{(100 - 4 \times 2)}{4} = 23 \text{ cm.}$$

$$E_{ALS_{S2}} = 23 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage de la dalle :

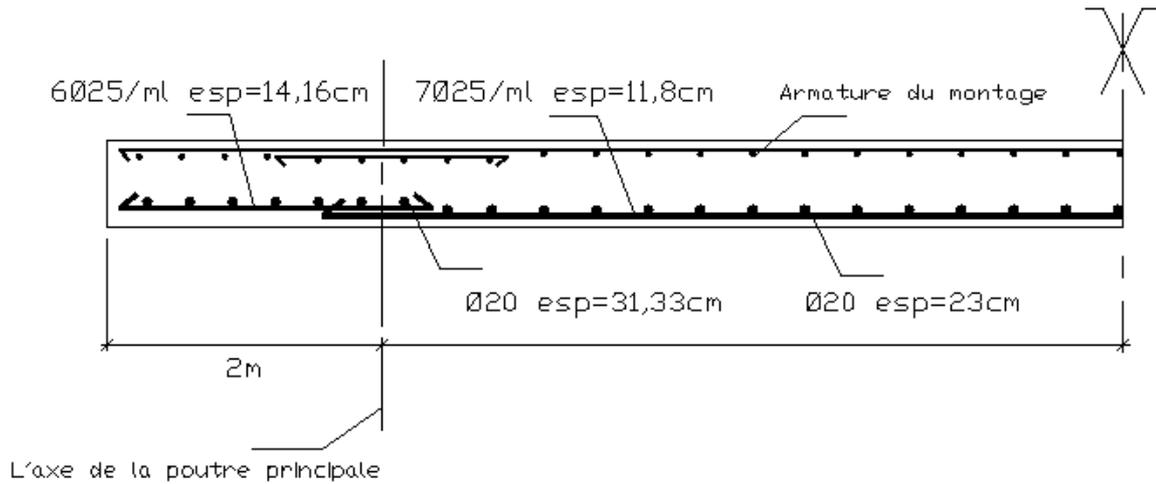


Fig.VI.8. Schéma de ferrailage.

7. Etude de la section mixte :

7.1. Détermination des caractéristiques géométriques des sections d'acier et de béton :

a) Section d'acier :

Les caractéristiques géométriques des sections d'acier sont données dans le chapitre pré dimensionnement (Chapitre II).

b) Section de béton :

La largeur de la dalle participante à la compression est prédéfinie conformément à l'euro code [11]

❖ Calcul de la largeur efficace :

La largeur de la dalle collaborant, est donné par :

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

$$b_{ei} = \min \left(\frac{l_e}{8}, b_i \right)$$

Où :

L_e : La distance approximative entre points de moment nul.

b_o : La largeur occupée par les connecteurs.

b_{ei} : La valeur de la largeur efficace de la dalle aux deux côtés de l'âme.

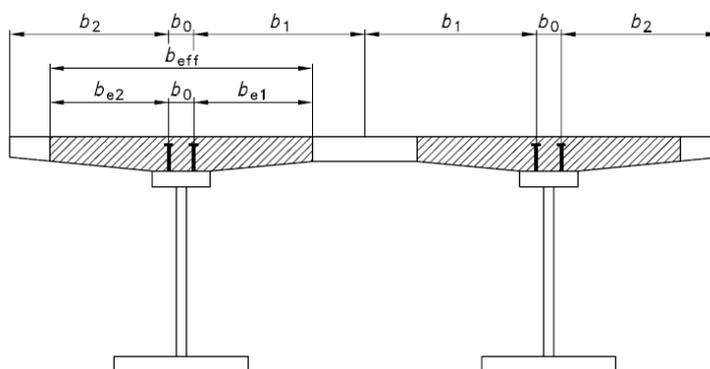


Fig.VI.9. Définition de la largeur efficace.

La largeur efficace de la dalle d'une poutre continue, est calculée selon les valeurs L_e reportées dans la figure ci-dessous:

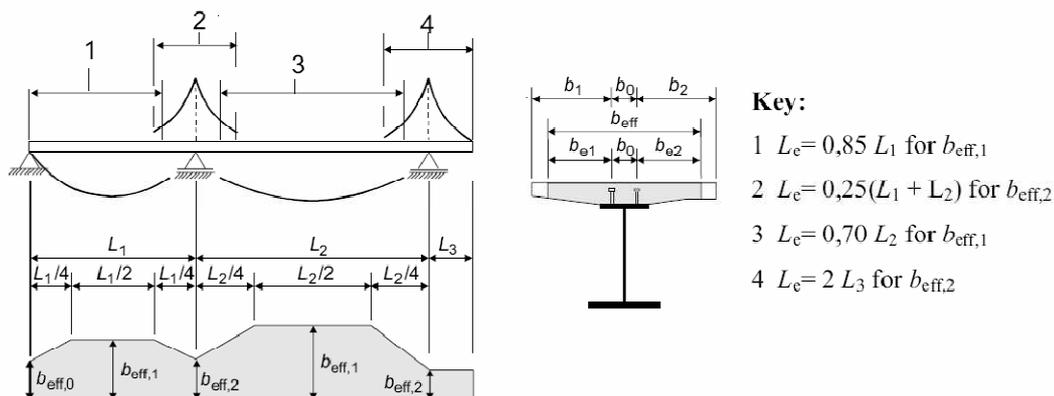


Fig.VI.10. Calcul des distances L_e entre les points de moment nul.

Les valeurs du b_{eff} sont données dans le tableau suivant :

Poutre N°	$L_1(m)$	$L_2(m)$	$b_o(m)$	$b_1(m)$	$b_2(m)$	$L_e(m)$	$b_{e1}(m)$	$b_{e2}(m)$	$b_{eff}(m)$
Pt1	37,38	52,00	0.65	1,625	1,350	36,4	1,400	1,675	3,730
Pt2	41,13	52,00	0.65	1,350	1,350	36,4	1,400	1,400	3,450
Pt3	44,87	52,00	0.65	1,350	1,350	36,4	1,400	1,400	3,450
Pt4	48,62	52,00	0.65	1,625	1,350	36,4	1,400	1,675	3,730

Tableau VI.5. Les valeurs du b_{eff} .

➤ **Poutre Pt1 et Pt4 :**

$$b_{eff} = 373cm$$

$$A_b = 373 \times 21 + 7 \times 75 = 8358cm^2$$

Avec :

A_b : Section de la dalle collaborant.

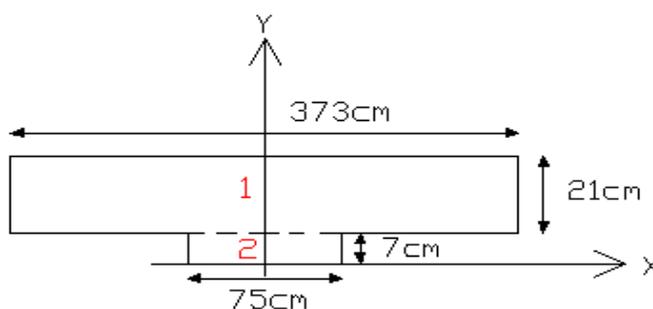


Fig.VI.11. Section du béton 1 considérée dans la section mixte.

On résume les résultats des caractéristiques de la section du béton au tableau suivant :

Désignation	$S_i(cm^2)$	$y_i(cm)$	$S_i \times y_i(cm^3)$	$d_i(cm)$	$I_{Gi}(cm^4)$	$I_{xx}(cm^4) * 10^5$
1	7833	17,5	137077,5	0,88	287862,75	2,94
2	525	3,5	1837,5	13,12	2143,75	0,92
Σ	8358	-	138915	-	-	3,86

Tableau VI.6. Caractéristiques géométrique de la section du béton.

❖ Centre de gravite de la dalle est :

$$y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = \frac{138915}{8358} = 16,62cm$$

$$I_{xx} = I_{Gi} + S_i \times d_i^2$$

$$I_{xx} = 3,86 \times 10^5 cm^4$$

Avec :

I_{xx} : Inertie de la dalle.

➤ Poutre Pt2 et Pt3 :

$$b_{eff} = 345cm$$

$$A_b = 345 \times 21 + 7 \times 75 = 7770cm^2$$

Avec :

A_b : Section de la dalle collaborant.

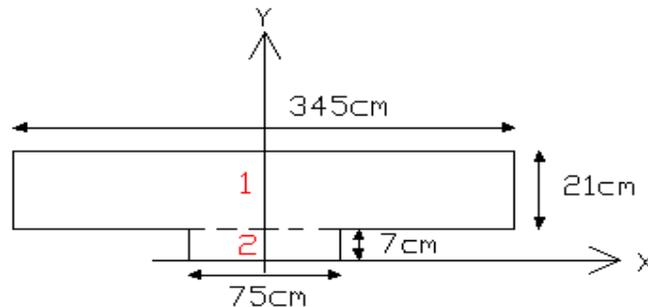


Fig.VI.12. Section du béton 2 considérée dans la section mixte.

On résume les résultats des caractéristiques de la section du béton au tableau suivant :

Désignation	$S_i(cm^2)$	$y_i(cm)$	$S_i \times y_i(cm^3)$	$d_i(cm)$	$I_{Gi}(cm^4)$	$I_{xx}(cm^4) * 10^5$
1	7245	17,5	126787,5	0,95	266253,75	2,73
2	525	3,5	1837,5	13,05	2143,75	0,91
Σ	7770	-	128625	-	-	3,64

Tableau VI.7. Caractéristiques géométrique de la section du béton.

❖ Centre de gravite de la dalle est :

$$y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = \frac{128625}{7770} = 16,55cm$$

$$I_{xx} = I_{Gi} + S_i \times d_i^2$$

$$I_{xx} = 3,64 \times 10^5 cm^4$$

Avec :

I_{xx} : Inertie de la dalle.

7.2. Hypothèses de calcul :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier son comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées. A cet effet, nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées « *Connecteurs* ».
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de **Hook**, la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

$$\begin{aligned} \text{Pour l'acier : } & \left(\frac{\delta_1}{l}\right)_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \\ \text{Pour le béton : } & \left(\frac{\delta_1}{l}\right)_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \end{aligned}$$

D'après la première hypothèse on a :

$$\left(\frac{\delta_1}{l}\right)_a = \left(\frac{\delta_1}{l}\right)_b \Rightarrow \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

Avec :

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_a : Module d'élasticité de l'acier.

Coefficient d'équivalence acier-béton [8] :

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2 \times 10^5}{35981,7} \Rightarrow n = 5,5$$

7.3. Détermination des caractéristiques géométriques : [8]

➤ Section homogénéisée :

$$S = S_a + S_b/n$$

Avec :

S_a : Section d'acier.

S_b : Section du béton.

n : Coefficient d'équivalence.

➤ Position du centre de gravité de section mixte :

$$\int_S y \cdot ds = \int_{S_b} y \cdot \left(\frac{dS_b}{n}\right) + \int_{S_a} y \cdot dS_a = 0$$

On a donc :

$$\begin{cases} b \cdot \left(\frac{S_b}{n}\right) + a \cdot S_a = 0 \\ a + b = c \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = \frac{S_b \cdot c}{n \cdot S} \\ b = \frac{S_a \cdot c}{S} \end{cases}$$

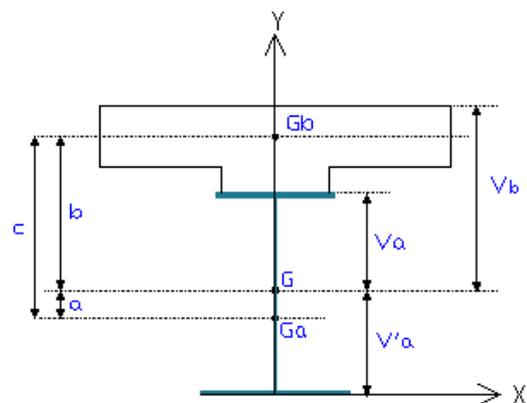


Fig.VI.13. Centre de gravite de la section mixte

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

$$I_m = I_a + \left(\frac{I_b}{n}\right) + \left(\frac{S_a \cdot S_b}{n \cdot S}\right) \cdot c^2$$

Avec :

I_a : Inertie propre de l'acier par rapport à G_a .

I_b : Inertie propre de l'acier par rapport à G_b .

On prend 6 sections mixtes correspondantes chacune à une section du béton et on va déterminer leurs caractéristiques.

• **Poutres Pt1, Pt4 :**

Les caractéristiques des sections mixtes sont données dans le tableau ci-dessous

N°section mixte	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 ⁸	W_b (mm ³) 10 ⁸
1-1	1090,33	243593,64	680,19	410,14	12,23	243,94	1506,06	523,94	5,01	0,81	2,33
1-2	1094,82	270863,64	614,23	469,16	15,31	302,96	1447,04	582,96	5,05	1,06	2,63
1-3	1092,00	277463,64	598,07	493,92	15,67	327,72	1422,28	607,72	4,78	1,10	2,58
1-4	1094,20	295563,64	562,58	531,62	16,86	365,42	1384,58	645,42	4,61	1,22	2,61
1-5	1096,93	331763,64	502,45	594,48	20,92	428,28	1321,72	708,28	4,88	1,58	2,95
1-6	1098,49	367963,64	453,66	644,83	24,00	478,63	1271,37	758,63	5,01	1,89	3,16

Tableau.VI.8. Caractéristiques de la section mixte (1-1 correspond respectivement à la section1 de Béton et la section 1 de l'acier)

On donne :

$$W_a = \frac{I_m}{V_a} , \quad W'_a = \frac{I_m}{V'_a} , \quad W_b = \frac{I_m}{V_b} ,$$

$$V_a = b - 166,2 , \quad V'_a = 1750 - V_a , \quad V_b = V_a + 280$$

• **Poutres Pt2, Pt3 :**

Les caractéristiques des sections mixtes sont données dans le tableau ci-dessous

N°section	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 ⁸	W_b (mm ³) 10 ⁸
2-1	1089,63	232902,73	660,94	428,69	12,03	263,19	1486,81	543,19	4,57	0,81	2,21
2-2	1094,12	260172,73	594,10	500,02	15,04	334,52	1415,48	614,52	4,49	1,06	2,45
2-3	1091,30	266772,73	577,91	513,39	15,38	347,89	1402,11	627,89	4,42	1,09	2,45
2-4	1093,50	284872,73	542,28	551,22	16,53	385,72	1364,28	665,72	4,28	1,21	2,48
2-5	1096,23	321072,73	482,34	613,89	20,51	448,39	1301,61	728,39	4,57	1,57	2,81
2-6	1097,79	357272,73	434,09	663,70	23,52	498,20	1251,80	778,20	4,72	1,88	3,02

Tableau.VI.9. Caractéristiques de la section mixte (2-1 correspond respectivement à la section2 de Béton et la section 1 de l'acier).

On donne :

$$W_a = \frac{I_m}{V_a} , \quad W'_a = \frac{I_m}{V'_a} , \quad W_b = \frac{I_m}{V_b} ,$$

$$V_a = b - 165,5 , \quad V'_a = 1750 - V_a , \quad V_b = V_a + 280$$

8. Vérification des contraintes à L'ELS:

✚ Principe de vérifications : [8]

Dans cette étape nous nous intéressons à la vérification des contraintes dans les cas qui donnent le moment maximum.

➤ Pour le moment positif la vérification des contraintes se fait comme suit :

- ✓ Pour le béton : $\bar{\sigma}_b = 0,5 \cdot f_{c28}$.
- ✓ Pour l'acier :
 - L a fibre supérieure : $\bar{\sigma}_s = (\sigma_e)/1,05$.
 - L a fibre inférieure : $\bar{\sigma}_i = -(\sigma_i)/1,05$.

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

- ✓ Pour l'acier :
 - L a fibre supérieure : $\bar{\sigma}_s = -(\sigma_e)/1,05$.
 - L a fibre inférieure : $\bar{\sigma}_i = (\sigma_i)/1,05$.
- ✓ Pour le béton : $\bar{\sigma}$ pas de limitation au béton.

La vérification se fait avec les aciers à l'intérieur de la section participante parce qu'il y a traction dans les fibres supérieures de la section mixte.

$$\Sigma \sigma_{arm} < \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 150 \cdot \eta \right\} = 24 \text{Kg/mm}^2 \quad \text{Avec } \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 50 \text{kg/mm}^2.$$

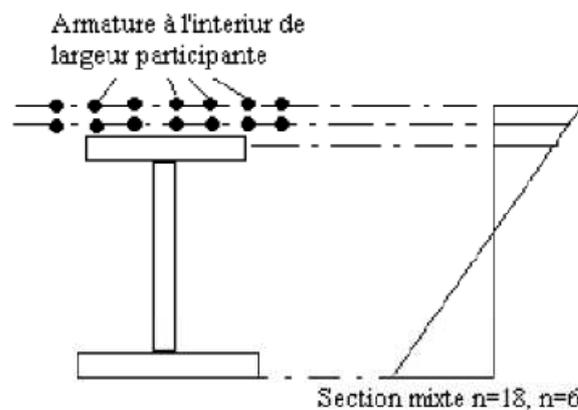


Fig. VI.14. Les contraintes dans la section mixte (poutre plus armature passive).

8. 1. Contraintes dues aux sollicitations internes : [8]

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.

✚ Effets 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 contrainte interne dans la section mixte :

$$\text{Soit : } \varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$$

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

- Contrainte de traction moyenne dans le béton :

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

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

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

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

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

Avec :

d, 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, 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.

On résume la vérification des contraintes sous l'effet du retrait dans le tableau suivant :

N°section mixte	$\sigma_b(Kg/mm^2)$	$\sigma_s(Kg/mm^2)$	$\sigma_i(Kg/mm^2)$
1-1	0,24	12,01	-11,02
1-2	0,30	10,09	-10,09
1-3	0,31	9,22	-8,95
1-4	0,33	9,05	-8,24
1-5	0,41	7,77	-7,06
1-6	0,46	6,92	-6,29
2-1	0,25	11,50	-10,50
2-2	0,32	9,62	-8,75
2-3	0,32	9,36	-8,56
2-4	0,35	8,75	-7,97
2-5	0,43	7,42	-6,75
2-6	0,48	6,62	-6,02
Valeur admissible (Kg/mm^2)	1.75	33,81	-33,81
Etat	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.VI.10. Vérification des contraintes sous l'effet du retrait.

✚ 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 contrainte 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 :

- Contrainte dans le béton : $\sigma'_b = \frac{1}{3}\sigma_b$
- Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier : $\sigma'_s = \frac{1}{3}\sigma_s$
- Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier : $\sigma'_i = \frac{1}{3}\sigma_i$

On résume la vérification des contraintes sous l'effet de la température dans le tableau suivant :

N°section mixte	$\sigma'_b(Kg/mm^2)$	$\sigma'_s(Kg/mm^2)$	$\sigma'_i(Kg/mm^2)$
1-1	0,08	4,00	-3,67
1-2	0,10	3,36	-3,36
1-3	0,10	3,07	-2,95
1-4	0,11	3,02	-2,74
1-5	0,14	2,59	-2,35
1-6	0,15	2,30	-2,10
2-1	0,08	3,83	-3,50
2-2	0,11	3,21	-2,92
2-3	0,11	3,12	-2,85
2-4	0,12	2,92	-2,66
2-5	0,14	2,47	-2,25
2-6	0,16	2,21	-2,01
Valeur admissible (Kg/mm ²)	1,75	33,81	-33,81
Etat	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.VI.11. Vérification des contraintes sous l'effet de la différence de température.

8.2. Contraintes dues à différentes charges :

Les différents systèmes de charges pris dans notre modélisation sont :

❖ Charges permanentes CP :

- Poids propre de la dalle.....10,04 t/ml.
- Poids propre de la charpente métallique.....32,81 t/ml.

❖ Charge complémentaire permanente CCP :

- Revêtement et chapes.....2,904 t/ml.
- Trottoir1, 481 t/ml.
- Bordure.....0, 6825 t/ml.
- Garde-corps.....0,15 t/ml.
- Glissières de sécurités0,12 t/ml.
- Corniche.....1 t/ml.
- Poteau lumière.....0,05 t/ml.

❖ Surcharges de trafic :

Les charges roulantes prises dans notre calcul (modélisation au ROBOT V 23), sont les surcharges A, B, M120, et D240.

Afin d'évaluer les sollicitations sous ces différents systèmes de charge, on procède au calcul automatique à l'aide du logiciel ROBOT V 23.

Les diagrammes du moment fléchissant et du l'effort tranchant à l'ELS en (Tm) pour des différents combinaisons de charges obtenus sont illustrés ci-après.

Diagramme du moment fléchissant :

Combinaison de charge 7 : $G + 1,2[B_c + ST]$



Fig.VI.15. Diagramme du moment à l'ELS sous la combinaison de charge 7.

Combinaison de charge 9 : $G + D_{240}$

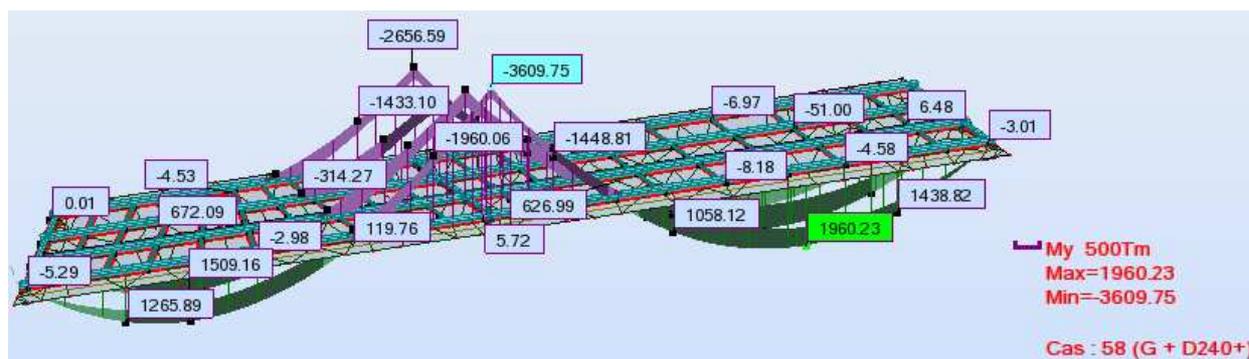


Fig.VI.16. Diagramme du moment à l'ELS sous la combinaison de charge 9.

Combinaison de charge 11 : $G + 1,2[B_c + ST] + 0,5\Delta T$



Fig.VI.17. Diagramme du moment à l'ELS sous la combinaison de charge 11.

Diagramme du l'effort tranchant :
 Combinaison de charge 7 : $G + 1,2[B_C + ST]$



Fig.VI.18. Diagramme du l'effort tranchant à l'ELS sous la combinaison de charge 7.

Combinaison de charge 9 : $G + D_{240}$

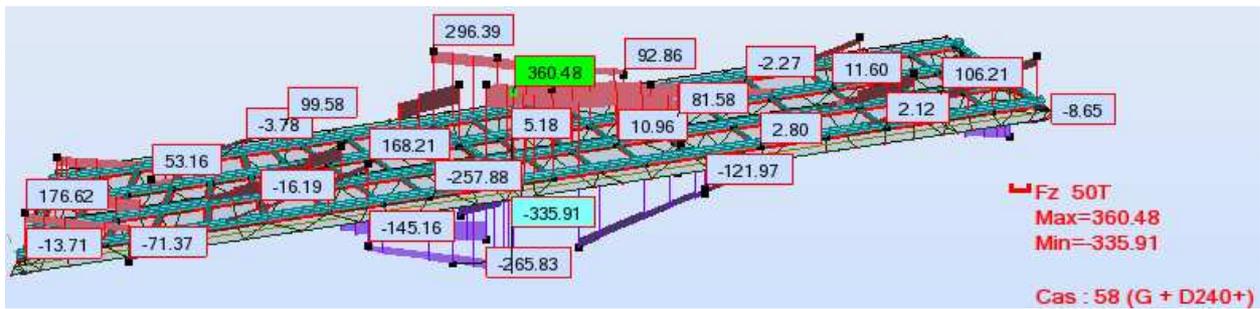


Fig.VI.19. Diagramme du l'effort tranchant à l'ELS sous la combinaison de charge 9.

Combinaison de charge 11 : $G + 1,2[B_C + ST] + 0,5\Delta T$

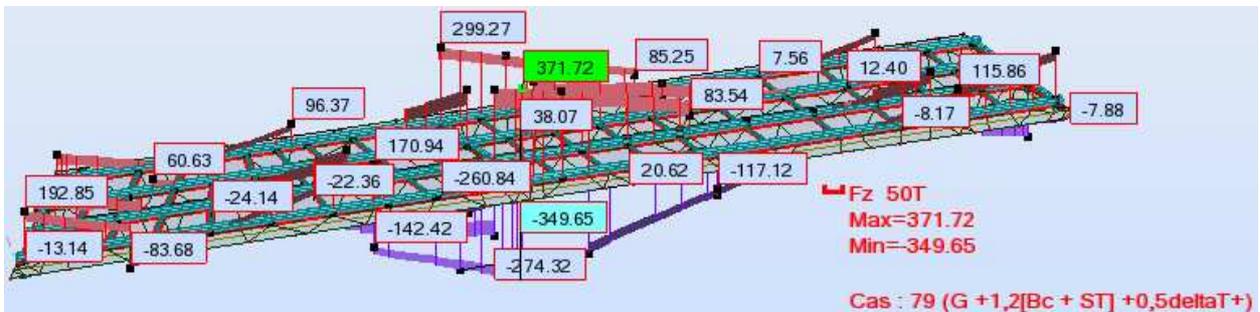


Fig.VI.20. Diagramme du l'effort tranchant à l'ELS sous la combinaison de charge 11.

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

Les valeurs des moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux pour des différentes sections mixtes sous combinaisons de charge sont donnés dans les tableaux suivants :

Moment fléchissant maximum positif :

N°section mixte	N°combinaison de charge	N°poutre	N°zone	Moment (t. m)
1-1	$G + 1,2[B_C + ST] + 0,5\Delta T$	Pt4	7	1538,05
1-2	$G + 1,2[B_C + ST] + 0,5\Delta T$	Pt4	6	2117,79
1-3	$G + 1,2[B_C + ST] + 0,5\Delta T$	Pt1	5	1391,13
1-4	$G + 1,2[B_C + ST] + 0,5\Delta T$	Pt4	5	1261,62
1-5	Pas de moment positif	-	-	-
1-6	Pas de moment positif	-	-	-
2-1	$G + D_{240} + 0,5\Delta T$	Pt3	7	1459,77

2-2	$G + D_{240} + 0,5\Delta T$	Pt3	6	2053,92
2-3	$G + D_{240} + 0,5\Delta T$	Pt2	5	1335,07
2-4	$G + D_{240} + 0,5\Delta T$	Pt3	5	1339,70
2-5	Pas de moment positif	-	-	-
2-6	Pas de moment positif	-	-	-

Tableau VI.12. Moment fléchissant max positif à L'ELS.

Moment fléchissant maximum négatif :

N°section mixte	N°combinaison de charge	N°poutre	N°zone	Moment (t. m)
1-1	$G + M_{C120}$	Pt1	7	-15,38
1-2	$G + 1,2[B_C + ST]$	Pt1	2	-312,60
1-3	$G + 1,2[B_C + ST]$	Pt1	3	-1419,49
1-4	$G + 1,2[B_C + ST]$	Pt4	3	-1992,46
1-5	$G + M_{C120}$	Pt1	4	-2656,59
1-6	$G + 1,2[B_C + ST]$	Pt4	4	-3695,23
2-1	$G + M_{C120}$	Pt2	7	-3,93
2-2	$G + D_{240}$	Pt3	2	-346,05
2-3	$G + D_{240}$	Pt2	3	-1426,82
2-4	$G + D_{240}$	Pt3	3	-1754,91
2-5	$G + D_{240}$	Pt2	4	-2445,79
2-6	$G + D_{240}$	Pt3	4	-3036,40

Tableau VI.13. Moment fléchissant max négatif à L'ELS.

L'effort tranchant maximum :

N°section mixte	N°combinaison de charge	N°poutre	N°zone	Effort tranchant (t. m)
1-1	$G + 1,2[B_C + ST] + 0,5\Delta T$	Pt4	7	208,25
1-2	$G + 1,2[B_C + ST]$	Pt4	2	175,99
1-3	$G + 1,2[B_C + ST]$	Pt1	5	232,57
1-4	$G + 1,2[B_C + ST]$	Pt4	5	288,28
1-5	$G + 1,2[B_C + ST] + 0,5\Delta T$	Pt1	4	299,27
1-6	$G + 1,2[B_C + ST] + 0,5\Delta T$	Pt4	4	371,72
2-1	$G + D_{240} + 0,5\Delta T$	Pt3	7	194,42
2-2	$G + D_{240}$	Pt3	2	159,30
2-3	$G + D_{240}$	Pt2	5	222,08
2-4	$G + D_{240}$	Pt3	5	260,56
2-5	$G + D_{240}$	Pt2	4	266,17
2-6	$G + D_{240}$	Pt3	4	314,32

Tableau VI.14. Effort tranchant maximum.

a) Vérification des contraintes pour le moment maximum positif :

On résume les vérifications des contraintes dans le tableau suivant :

N°section mixte	N°Poutre	N°zone	M (Kg · mm) 10 ⁶	$\sigma_b = \frac{M}{n \cdot w_b}$ (Kg/mm ²)	$\sigma_s = \frac{M}{w_a}$ (Kg/mm ²)	$\sigma_i = -\frac{M}{w'_a}$ (Kg/mm ²)
1-1	Pt4	7	1538,05	1,20	3,07	-18,99
1-2	Pt4	6	2117,79	1,46	4,19	-19,99
1-3	Pt1	5	1391,13	0,98	5,39	-16,65
1-4	Pt4	5	1261,62	0,88	2,74	-10,34
1-5	-	-	-	-	-	-
1-6	-	-	-	-	-	-
2-1	Pt3	7	1459,71	1,20	3,19	-18,02
2-2	Pt3	6	2053,92	1,52	4,57	-19,38
2-3	Pt2	5	1335,07	0,99	3,02	-12,25
2-4	Pt3	5	1339,70	0,98	3,13	-11,07
2-5	-	-	-	-	-	-
2-6	-	-	-	-	-	-
Valeur admissible (Kg/mm ²)				1,75	33,81	-33,81
Etat				Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau VI.15. Vérification des contraintes dues au moment positif à L'ELS.

b) Vérification des contraintes pour le moment maximum négatif dans les armatures passives :

On néglige le béton, on fait la vérification avec les armatures situées à la section du béton.

On a :

$$A_{arm} = 18,26cm^2$$

$$I_{arm} = 5,495 \times 10^4mm^4$$

Avec :

A_{arm} : L'aire de section d'armature longitudinale dans la largeur de la dalle participante.

I_{arm} : Le moment d'inertie des armatures à l'intérieur du béton.

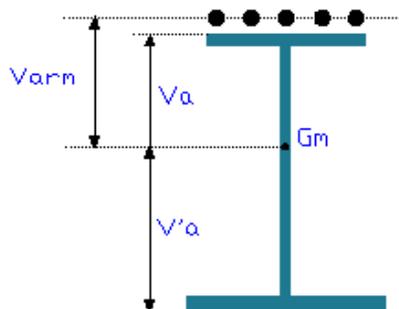


Fig. V.21. Section mixte (poutre + armature).

On résume les caractéristiques géométriques de la section mixte dans le tableau suivant :

Section d'acier N°	I_a (mm^4) 10^{10}	y_{Gm} (mm)	V'_a (mm^4)	V_a (mm^4)	V_{arm} (mm)	I_m (mm^4) 10^{10}	W_{arm} (mm^3) 10^7	W_a (mm^3) 10^7	W'_a (mm^3) 10^7
1	5,37	895,34	895,34	854,66	904,66	12,21	13,49	14,29	13,64
2	7,25	876,06	876,06	873,94	923,94	16,49	17,85	18,87	18,82
3	7,40	876,01	876,01	873,99	923,99	16,99	18,39	19,44	19,39
4	7,95	867,69	867,69	882,31	932,31	19,29	20,69	21,86	22,23
5	10,94	856,21	856,21	893,79	943,79	25,47	26,99	28,50	29,75
6	13,16	851,63	851,63	898,37	948,37	30,76	32,43	34,24	36,12

Tableau VI.16. Caractéristiques géométriques de la section mixte.

On donne :

$$I_m = I_a + A_a \cdot V_a^2 + I_{arm} + A_{arm} \cdot V_{arm}^2$$

$$W_{arm} = \frac{I_m}{V_{arm}} , \quad W_a = \frac{I_m}{V_a} , \quad W'_a = \frac{I_m}{V'_a}$$

On résume la vérification des contraintes dans le tableau suivant :

N°section mixte	N°Poutre	N°zone	M ($Kg \cdot mm$) 10^6	$\sigma_{arm} = \frac{M}{w_{arm}}$ (Kg/mm^2)	$\sigma_s = \frac{M}{w_a}$ (Kg/mm^2)	$\sigma_i = -\frac{M}{w'_a}$ (Kg/mm^2)
1-1	Pt1	7	-15,38	-0,11	-0,11	0,11
1-2	Pt1	2	-312,60	-1,75	-1,66	1,66
1-3	Pt1	3	-1419,49	-7,72	-7,30	7,32
1-4	Pt4	3	-1992,46	-9,63	-9,11	8,96
1-5	Pt1	4	-2656,59	-9,84	-9,32	8,93
1-6	Pt4	4	-3695,23	-11,39	-10,79	10,23
2-1	Pt2	7	-3,93	-0,03	-0,03	0,03
2-2	Pt3	2	-346,05	-1,94	-1,83	1,84
2-3	Pt2	3	-1426,82	-7,76	-7,34	7,36
2-4	Pt3	3	-1754,91	-8,48	-8,03	7,89
2-5	Pt2	4	-2445,79	-9,06	-8,58	8,22
2-6	Pt3	4	-3036,40	-9,36	-8,87	8,41
Valeur admissible (Kg/mm^2)				-24	-33,81	+33,81
Etat				Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau VI.17. Vérification des contraintes dues au moment négatif à L'ELS.

c) Vérification de l'âme de la poutre :

❖ 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 par [5] :

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

$$f_y = 355 \text{ Mpa} , \bar{\tau} = 0,6 \cdot f_y \rightarrow \bar{\tau} = 213 \text{ Mpa}$$

Il faut vérifier :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} \leq \bar{\tau}.$$

La vérification des contraintes de cisaillement de l'âme de chaque section est représentée dans le tableau suivant :

N°section d'acier	N°poutre	N°zone	$T_{\max} (MN)$	$A(m^2)$	$\tau_{\max} (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa)$	Etat
1	Pt4	7	2,08	0,0269	77,32	213	vérifié
2	Pt4	2	1,76	0,0264	66,67	213	vérifié
3	Pt1	5	2,32	0,0330	70,30	213	vérifié
4	Pt4	5	2,88	0,0326	88,34	213	vérifié
5	Pt1	4	2,99	0,0318	94,02	213	vérifié
6	Pt4	4	3,72	0,0310	120,00	213	vérifié

Tableau. VI.18. Vérification des contraintes de cisaillement de l'âme.

Les contraintes de cisaillement de l'âme passent.

d) Vérification au voilement :

❖ Principe de vérification :

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 cette indéformabilité.

Les dimensions (a, b, t_w) de chaque section sont représentées dans le tableau suivant :

N°section d'acier	$a(m)$	$b(m)$	$t_w(m)$
1	4,5	1,68	0,016
2	6,5	1,65	0,016
3	5	1,65	0,020
4	5	1,63	0,020
5	4	1,59	0,020
6	4	1,55	0,020

Tableau. VI.19. Dimensions de l'âme de la poutre.

On vérifie la condition suivante : [9]

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

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 : [8]

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

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

E : Module d'élasticité. Telle que $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

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

Section N°	$t_w(m)$	$b(m)$	$\sigma_{cr}(MPa)$	$\tau_{cr}(MPa)$
1	0,016	1,68	$16,379 \times K_\sigma$	$16,379 \times K_\tau$
2	0,016	1,65	$16,980 \times K_\sigma$	$16,980 \times K_\tau$
3	0,020	1,65	$26,531 \times K_\sigma$	$26,531 \times K_\tau$
4	0,020	1,63	$27,186 \times K_\sigma$	$27,186 \times K_\tau$
5	0,020	1,59	$28,571 \times K_\sigma$	$28,571 \times K_\tau$
6	0,020	1,55	$30,065 \times K_\sigma$	$30,065 \times K_\tau$

Tableau. VI.20. Les contraintes critiques en fonction de K_σ et K_τ .

❖ Calcul des coefficients :

Calcul de K_σ :

Le moment positif maximum :

N°section mixte	N°poutre	N°zone	$\sigma_i(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s}$	S_σ	K_σ
1-1	Pt4	7	-189,90	30,70	-6,18 < -1	1,00	23,90
1-2	Pt4	6	-199,90	41,90	-4,77 < -1	1,00	23,90
1-3	Pt1	5	-166,50	53,90	-3,09 < -1	1,00	23,90
1-4	Pt4	5	-103,40	27,40	-3,77 < -1	1,00	23,90
1-5	-	-	-	-	-	-	-
1-6	-	-	-	-	-	-	-
2-1	Pt3	7	-180,20	31,90	-5,65 < -1	1,00	23,90
2-2	Pt3	6	-193,80	45,70	-4,24 < -1	1,00	23,90
2-3	Pt2	5	-122,50	30,20	-4,06 < -1	1,00	23,90
2-4	Pt3	5	-110,70	31,30	-3,54 < -1	1,00	23,90
2-5	-	-	-	-	-	-	-
2-6	-	-	-	-	-	-	-

Tableau. VI.21. Le coefficient K_σ .

Le moment négatif maximum :

N°section mixte	N°poutre	N°zone	$\sigma_i (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s}$	S_σ	K_σ
1-1	Pt1	7	1,10	-1,10	-1,00	1,00	23,90
1-2	Pt1	2	16,60	-16,60	-1,00	1,00	23,90
1-3	Pt1	3	73,20	-73,00	-1,00	1,00	23,90
1-4	Pt4	3	89,60	-91,10	-0,98 > -1,00	1,01	24,63
1-5	Pt1	4	89,30	-93,20	-0,96 > -1,00	1,02	24,96
1-6	Pt4	4	102,30	-107,90	-0,95 > -1,00	1,02	25,03
2-1	Pt2	7	0,30	-0,30	-1,00	1,00	23,90
2-2	Pt3	2	18,40	-18,30	-1,00	1,00	23,90
2-3	Pt2	3	73,60	-73,40	-1,00	1,00	23,90
2-4	Pt3	3	78,90	-80,30	-0,98 > -1,00	1,02	24,63
2-5	Pt2	4	82,20	-85,80	-0,96 > -1,00	1,02	24,96
2-6	Pt3	4	84,10	-88,70	-0,95 > -1,00	1,02	25,03

Tableau. VI.22. Le coefficient K_σ .

Calcul de K_τ : [8]

$$\alpha \geq 1 \rightarrow K_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}.$$

$$\alpha \leq 1 \rightarrow K_\tau = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}.$$

Section N°	$a(m)$	$b(m)$	$\alpha = \frac{a}{b}$	K_τ
1	4,5	1,68	2,68	5,90
2	6,5	1,65	3,94	5,60
3	5	1,65	3,03	5,77
4	5	1,63	3,07	5,76
5	4	1,59	2,51	5,97
6	4	1,55	2,58	5,94

Tableau. VI.23. Coefficient K_τ .

Après qu'on a calculé les coefficients K_σ et K_τ , on passe au calcul les contraintes critiques et elles sont représentées dans les tableaux suivants :

Le moment positif maximum :

N°section mixte	N°poutre	N°zone	K_σ	K_τ	$\sigma_{cr}(MPa)$	$\tau_{cr}(MPa)$
1-1	Pt4	7	23,90	5,90	391,46	96,64
1-2	Pt4	6	23,90	5,60	405,82	95,09
1-3	Pt1	5	23,90	5,77	634,09	153,08
1-4	Pt4	5	23,90	5,76	649,74	156,59
1-5	-	-	-	-	-	-
1-6	-	-	-	-	-	-
2-1	Pt3	7	23,90	5,90	391,46	96,64
2-2	Pt3	6	23,90	5,60	405,82	95,09
2-3	Pt2	5	23,90	5,77	634,09	153,08
2-4	Pt3	5	23,90	5,76	649,74	156,59
2-5	-	-	-	-	-	-
2-6	-	-	-	-	-	-

Tableau. VI.24. Récapitulatif des contraintes critiques.

Le moment négatif maximum :

N°section mixte	N°poutre	N°zone	K_σ	K_τ	$\sigma_{cr}(MPa)$	$\tau_{cr}(MPa)$
1-1	Pt1	7	23,90	5,90	391,46	96,64
1-2	Pt1	2	23,90	5,60	405,82	95,09
1-3	Pt1	3	23,90	5,77	634,09	153,08
1-4	Pt4	3	24,63	5,76	669,59	156,59
1-5	Pt1	4	24,96	5,97	713,13	170,57
1-6	Pt4	4	25,03	5,94	752,53	178,59
2-1	Pt2	7	23,90	5,90	391,46	96,64
2-2	Pt3	2	23,90	5,60	405,82	95,09
2-3	Pt2	3	23,90	5,77	634,09	153,08
2-4	Pt3	3	24,63	5,76	669,59	156,59
2-5	Pt2	4	24,96	5,97	713,13	170,57
2-6	Pt3	4	25,03	5,94	752,53	178,59

Tableau. VI.25. Récapitulatif des contraintes critiques.

La vérification au voilement pour le moment fléchissant est représentée dans les tableaux suivants :

Le moment positif (max) :

N°section mixte	N°poutre	N°zone	σ (MPa)	τ (MPa)	$\left(S_{\sigma} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2$	Etat
1-1	Pt4	7	-189,90	35,84	$\left(1,00 \times \frac{189,90}{391,46}\right)^2 + \left(\frac{35,84}{96,64}\right)^2 = 0,37 < 1$	vérifié
1-2	Pt4	6	-199,90	-18,24	$\left(1,00 \times \frac{199,90}{405,82}\right)^2 + \left(\frac{18,24}{95,09}\right)^2 = 0,28 < 1$	vérifié
1-3	Pt1	5	-166,50	35,29	$\left(1,00 \times \frac{166,50}{634,09}\right)^2 + \left(\frac{35,29}{153,08}\right)^2 = 0,12 < 1$	vérifié
1-4	Pt4	5	-103,40	45,42	$\left(1,01 \times \frac{103,40}{649,74}\right)^2 + \left(\frac{45,42}{156,59}\right)^2 = 0,11 < 1$	vérifié
1-5	-	-	-	-	-	-
1-6	-	-	-	-	-	-
2-1	Pt3	7	-180,20	70,00	$\left(1,00 \times \frac{180,20}{391,46}\right)^2 + \left(\frac{70,00}{96,64}\right)^2 = 0,74 < 1$	vérifié
2-2	Pt3	6	-193,80	51,69	$\left(1,00 \times \frac{193,80}{405,82}\right)^2 + \left(\frac{51,69}{95,09}\right)^2 = 0,52 < 1$	vérifié
2-3	Pt2	5	-122,50	39,61	$\left(1,00 \times \frac{122,050}{634,09}\right)^2 + \left(\frac{39,61}{153,08}\right)^2 = 0,10 < 1$	vérifié
2-4	Pt3	5	-110,70	41,86	$\left(1,00 \times \frac{110,70}{649,74}\right)^2 + \left(\frac{41,86}{156,59}\right)^2 = 0,10 < 1$	vérifié
2-5	-	-	-	-	-	-
2-6	-	-	-	-	-	-

Tableau. VI.26. Vérification au voilement vis à vis le moment fléchissant positif.

Le moment négatif maximum :

N°section mixte	N°poutre	N°zone	σ (MPa)	τ (MPa)	$\left(S_{\sigma} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2$	Etat
1-1	Pt1	7	-1,10	-30,81	$\left(1,00 \times \frac{1,10}{391,46}\right)^2 + \left(\frac{30,81}{96,64}\right)^2 = 0,10 < 1$	vérifié
1-2	Pt1	2	-16,60	-16,52	$\left(1,00 \times \frac{16,60}{405,82}\right)^2 + \left(\frac{16,52}{95,09}\right)^2 = 0,03 < 1$	vérifié
1-3	Pt1	3	73,20	-58,61	$\left(1,00 \times \frac{73,20}{634,09}\right)^2 + \left(\frac{58,61}{153,08}\right)^2 = 0,16 < 1$	vérifié
1-4	Pt4	3	-91,10	-84,78	$\left(1,01 \times \frac{91,10}{690,59}\right)^2 + \left(\frac{84,78}{156,59}\right)^2 = 0,31 < 1$	vérifié
1-5	Pt1	4	-93,20	88,44	$\left(1,02 \times \frac{93,20}{713,13}\right)^2 + \left(\frac{88,44}{170,57}\right)^2 = 0,28 < 1$	vérifié
1-6	Pt4	4	-107,90	119,71	$\left(1,02 \times \frac{107,90}{752,53}\right)^2 + \left(\frac{119,68}{178,59}\right)^2 = 0,47 < 1$	vérifié
2-1	Pt2	7	0,30	-61,11	$\left(1,00 \times \frac{0,30}{391,46}\right)^2 + \left(\frac{67,11}{96,64}\right)^2 = 0,48 < 1$	vérifié

2-2	Pt3	2	18,40	60,33	$\left(1,00 \times \frac{18,40}{405,82}\right)^2 + \left(\frac{60,33}{95,09}\right)^2 = 0,40 < 1$	vérifié
2-3	Pt2	3	73,60	-59,46	$\left(1,00 \times \frac{73,60}{634,09}\right)^2 + \left(\frac{59,46}{153,08}\right)^2 = 0,16 < 1$	vérifié
2-4	Pt3	3	-80,30	-71,85	$\left(1,02 \times \frac{80,30}{669,59}\right)^2 + \left(\frac{71,85}{156,59}\right)^2 = 0,22 < 1$	vérifié
2-5	Pt2	4	-85,80	-83,68	$\left(1,02 \times \frac{85,80}{713,13}\right)^2 + \left(\frac{83,68}{170,57}\right)^2 = 0,50 < 1$	vérifié
2-6	Pt3	4	-88,70	101,30	$\left(1,02 \times \frac{88,70}{752,53}\right)^2 + \left(\frac{101,30}{178,59}\right)^2 = 0,33 < 1$	vérifié

Tableau. VI.27. Vérification au voilement vis à vis le moment fléchissant négatif.

La relation est vérifiée dans chaque section de la poutre alors il n'y a pas de voilement, il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs d'âme.

e) Vérification au déversement :

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par [8]. Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M_{cr} de déversement.

- On admet que :

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

Avec :

σ_{cr} : Contrainte critique de déversement.

σ_f : Contrainte due à la flexion.

$$f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right) \quad \text{Si } \sigma_{cr} \geq 0,75\sigma_e$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0,66\sigma_{cr} \quad \text{Si } \sigma_{cr} \leq 0,75\sigma_e$$

Remarque :

Le moment de déversement de 6 sections est calculé dans l'étude en phase d'exécution (Chapitre V).

La vérification au déversement pour les 6 sections d'aciers est représenté dans le tableau suivant :

N°section d'acier	N°poutre	N°zone	$W(mm^3)$	$M_{cr}(MN.m)$	$M_{max}(MN.m)$	$\sigma_s(MPa)$	$f(\sigma_{cr})(MPa)$	Etat
1	Pt4	7	0,0581	27,93	15,38	235,72	256,69	vérifiée
2	Pt4	6	0,0781	36,93	21,18	225,19	255,05	vérifiée
3	Pt2	3	0,080	38,16	14,27	178,37	255,92	vérifiée
4	Pt4	3	0,0857	68,67	19,92	232,44	296,02	vérifiée
5	Pt1	4	0,1175	149,72	26,56	226,04	317,91	vérifiée
6	Pt4	4	0,1411	227,52	36,95	261,87	325,69	vérifiée

Tableau. VI.28. Vérification au déversement.

La vérification au déversement est vérifiée.

8.3. Vérification des entretoises : [8]

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement.

Les entretoises dans notre cas est une poutre en acier de type HEA355, qui a une limite élastique de $355MPa$.

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges à L'ELS sur les entretoises sont calculés par le logiciel Rebot

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant maximum sont données dans les figures ci-dessous :

Diagrammes des moments fléchissant : $M_{max} = 58,52t.m$

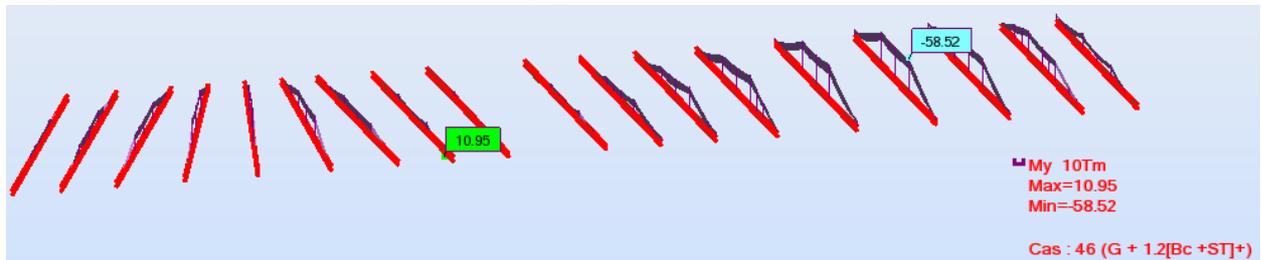


Fig. 22.VI. Diagrammes des moments fléchissant.

Diagrammes des efforts tranchant : $T_{max} = 27,07t$

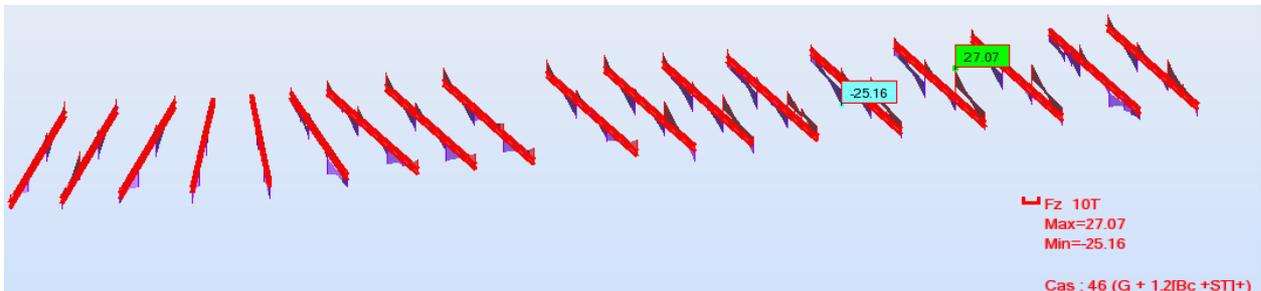


Fig. 23.VI. Diagrammes des efforts tranchant.

a) Vérification au cisaillement : [8]

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_{ame}} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0,6\sigma_e = 0,6 \times 355 = 231MPa$$

$$\tau = \frac{0,2707}{2,265 \times 10^{-2}} = 11,95MPa < \bar{\tau} = 231MPa$$

Donc notre entretoise est vérifiée et résiste au cisaillement.

b) Les contraintes maximales : [8]

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{0,5852}{4,787 \times 10^{-3}} = 122,25MPa$$

Au de la fibre moyenne on a : $\sigma_f = 0$

$$\sqrt{\sigma_f^3 + 3\tau^2} = \sqrt{0 + 3 \times (11,95)^2} = 20,70MPa < \frac{355}{1,05} = 338,10MPa$$

Les contraintes maximales sont vérifiées.

c) Vérification au voilement :

Pour La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la section, on doit vérifier la condition de stabilité [8]

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

Avec :

σ_{cr} : La contrainte normale critique.

τ : La contrainte de cisaillement.

τ_{cr} : La contrainte critique de cisaillement.

On résume les contraintes dans le tableau suivant :

$\tau(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_i(MPa)$
11,95	-122,25	122,25

Tableau VI.29. Tableau récapitulatif des contraintes.

❖ Calcul des contraintes critiques : [9]

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

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

E : Module d'élasticité. Telle que $E = 2 \times 10^5 MPa$.

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

Donc :

$$\sigma_{cr} = 104,66 \times K_{\sigma}$$

$$\sigma_{\tau} = 104,66 \times K_{\tau}$$

❖ Calcul des coefficients : [8]

Calcul de K_{σ} :

$$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = -\frac{122,25}{122,25} = -1$$

$$S_{\sigma} = 1,4 + 0,4 \times (-1) = 1 \rightarrow K_{\sigma} = 23,90$$

Calcul de K_{τ} :

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{3,45}{0,540} = 6,39$$

$$K_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{(6,39)^2} = 5,44$$

On trouve :

$$\sigma_{cr} = 130,03 \times K_{\sigma} = 104,66 \times 23,90 = 2501,374 MPa$$

$$\sigma_{\tau} = 130,03 \times K_{\tau} = 104,66 \times 5,44 = 569,350 MPa$$

$$\text{Pour } \sigma = 122,25 MPa \rightarrow \tau = 11,95 MPa$$

$$\left(S_{\sigma} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = \left(1 \times \frac{122,25}{2501,374}\right)^2 + \left(\frac{11,95}{569,350}\right)^2 = 2,83 \times 10^{-3} < 1$$

Donc on constate que les entretoises sont vérifiées par rapport au phénomène de voilement.

8.4. Vérification des pièces de pont : Diaphragmes [8]

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges à L'ELS sur les pièces de pont sont calculés par le logiciel Rebot

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant maximum sont donnés dans les figures ci-dessous :

Diagrammes des moments fléchissant : $M_{max} = 107,62t.m$

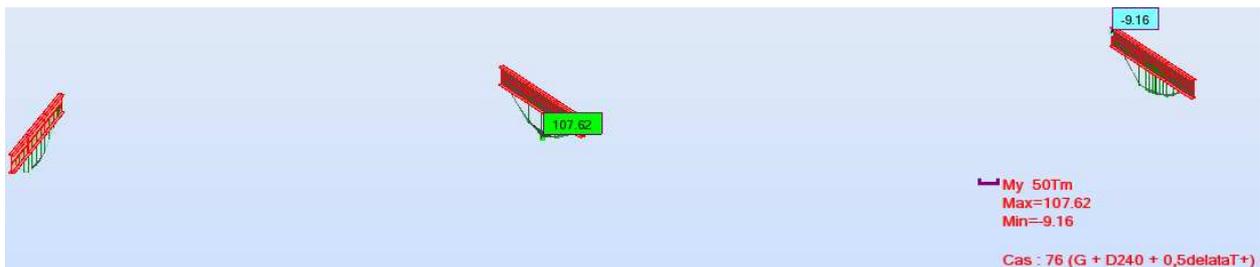


Fig. VI.24. Diagrammes des moments fléchissant.

Diagrammes des efforts tranchant : $T_{max} = 42,36t$



Fig.VI.25. Diagrammes des efforts tranchant.

a) Vérification au cisaillement : [8]

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_{ame}} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0,6\sigma_e = 0,6 \times 355 = 231MPa$$

$$\tau = \frac{0,4236}{0,077} = 5,50MPa < \bar{\tau} = 231MPa$$

Donc notre pièce de pont est vérifiée et résiste au cisaillement.

b) Les contraintes maximales : [8]

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{1,0762}{0,0414} = 26,00MPa$$

Au de la fibre moyenne on a : $\sigma_f = 0$

$$\sqrt{\sigma_f^3 + 3\tau^2} = \sqrt{0 + 3 \times (5,50)^2} = 9,53MPa < \frac{355}{1,05} = 338,10MPa$$

Les contraintes maximales sont vérifiées.

c) Vérification au voilement :

Pour La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la section, on doit vérifier la condition de stabilité [8]

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

Avec :

σ_{cr} : La contrainte normale critique.

τ : La contrainte de cisaillement.

τ_{cr} : La contrainte critique de cisaillement.

On résume les contraintes dans le tableau suivant :

$\tau(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_i(MPa)$
5,50	26	-26

Tableau VI.30. Tableau récapitulatif des contraintes

❖ Calcul des contraintes critiques : [8]

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

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

E : Module d'élasticité. Telle que $E = 2 \times 10^5 MPa$.

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

Donc :

$$\sigma_{cr} = 40,00 \times K_{\sigma}$$

$$\tau_{cr} = 40,00 \times K_{\tau}$$

❖ Calcul des coefficients : [8]

Calcul de K_{σ} :

$$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = -\frac{26}{26} = -1$$

$$S_{\sigma} = 1,4 + 0,4 \times (-1) = 1 \rightarrow K_{\sigma} = 23,90$$

Calcul de K_{τ} :

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{2,45}{1,68} = 1,46$$

$$K_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{(1,46)^2} = 7,22$$

On trouve :

$$\sigma_{cr} = 40,00 \times K_{\sigma} = 40,00 \times 23,90 = 956 MPa$$

$$\tau_{cr} = 40,00 \times K_{\tau} = 40,00 \times 7,22 = 288,80 MPa$$

$$\text{Pour } \sigma = 26 MPa \rightarrow \tau = 3,51 MPa$$

$$\left(S_{\sigma} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = \left(1 \times \frac{26}{956}\right)^2 + \left(\frac{3,51}{288,80}\right)^2 = 8,87 \times 10^{-5} < 1$$

Donc on constate que les pièces de pont sont vérifiées par rapport au phénomène de voilement.

9. Vérification à L'ELU :

9.1. Justification des poutres principales mixtes:

a) Vérification pour un moment positif : [11]

❖ Principe général :

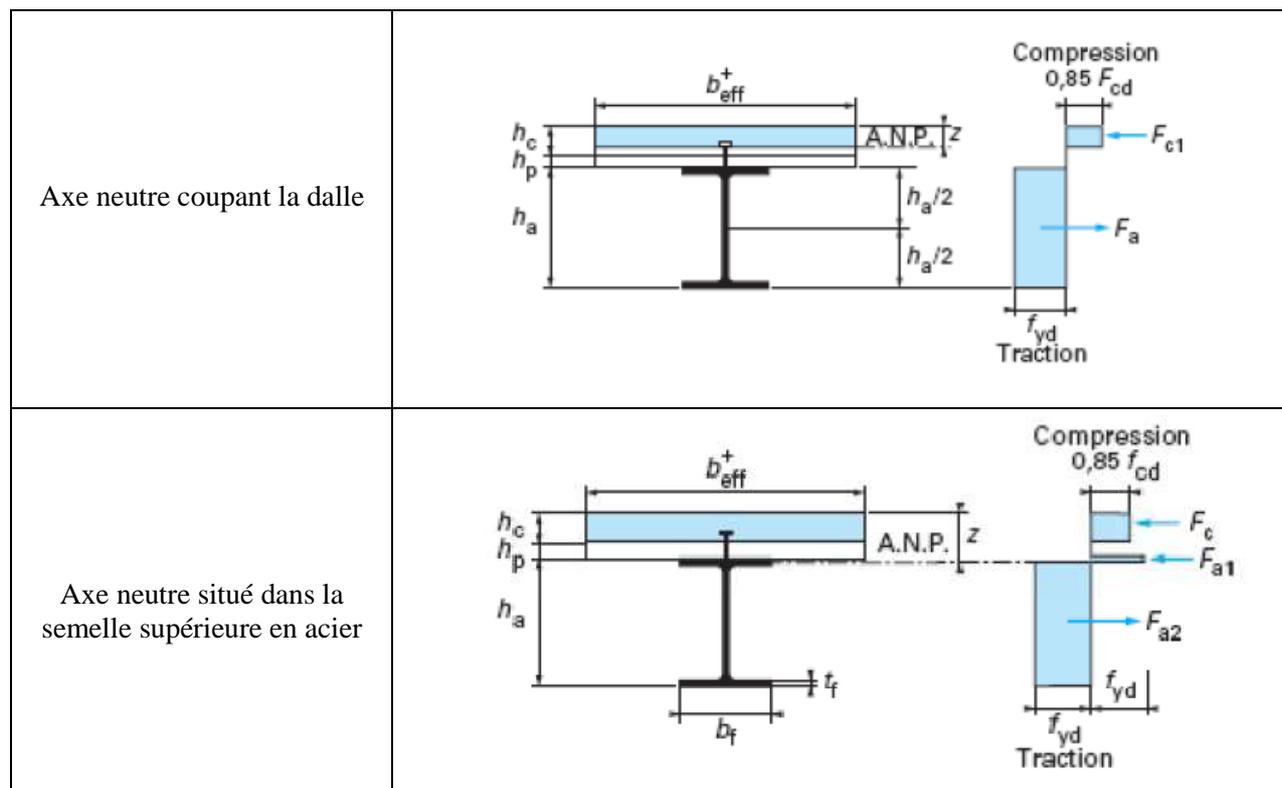
La justification de la sécurité vis à vis des états limites ultimes de résistances des sections mixtes est effectuée pour toutes les phases de construction:

- On vérifie que les sollicitations de calcul ne dépassent pas la résistance ultime des sections.
- On adopte des combinaisons de charges à L'ELU.

❖ 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 positions suivantes :



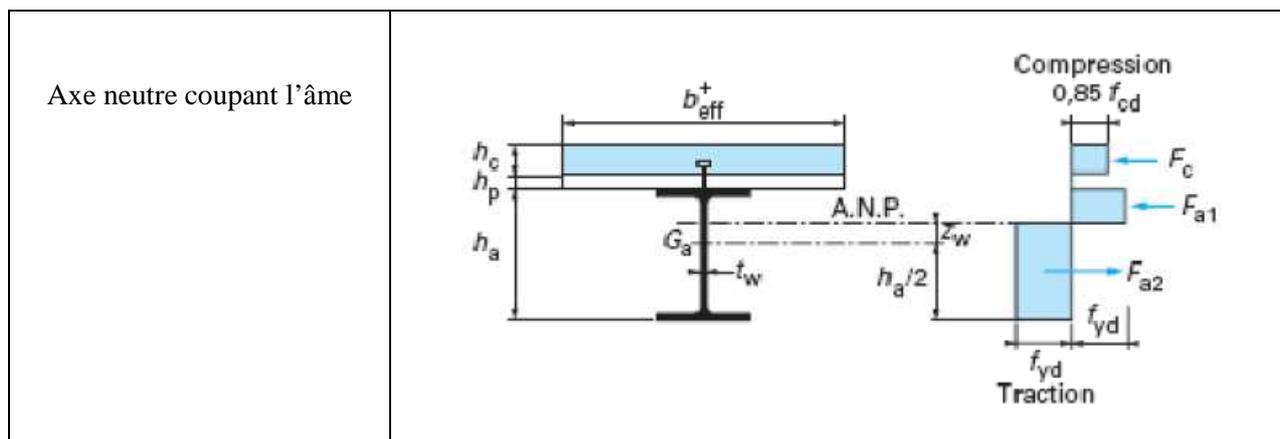


Tableau. VI.31. Position de l'axe neutre plastique(ANP). [11]

On va dimensionner en considérant une plastification complète de la section et on cherche la résistance de l'ouvrage à la ruine et on raisonne pour que l'ouvrage supporte les charges globalement. Les diagrammes sont rectangulaires et non plus linéaires.

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

❖ **La résistance plastique du béton comprimé: [11]**

$$F_c = b_{eff} \times h_b \times \left(\frac{0,85 \times f_{cj}}{1,5} \right)$$

Les armatures passives comprimées sont négligées.

Section du béton 1 :

$$b_{eff} = 373cm, \quad h_b = 28cm$$

$$F_c = 3730 \times 280 \times \left(\frac{0,85 \times 3,5}{1,5} \right) = 2,07 \times 10^6 Kg$$

Section du béton 2 :

$$b_{eff} = 345cm, \quad h_b = 28cm$$

$$F_c = 3450 \times 280 \times \left(\frac{0,85 \times 3,5}{1,5} \right) = 1,91 \times 10^6 Kg$$

❖ **La résistance en traction de la poutre métallique: [11]**

$$F_{a,max} = A_a \times \left(\frac{\sigma_e}{1,05} \right) = (A_{semelle,sup} + A_{ame} + A_{semelle,inf}) \times \left(\frac{\sigma_e}{1,05} \right)$$

$F_{a,max}$ dépend des aires des semelles, i.e. de tfs et tfi. On va donc le calculer dans chaque section du pont.

Section d'acier N°	A_a (mm^2)	F_a (Kg) 10^6
1	91630	3,10
2	118900	4,02
3	125500	4,24
4	143600	4,85
5	179800	6,10
6	216000	7,30

Tableau. VI.32. Valeurs de la résistance en traction des sections d'aciers.

On remarque que dans les 6 sections: $F_{a,max} > F_c \rightarrow$ dans ce cas l'axe neutre plastique est dans l'acier.

Pour savoir s'il est dans la semelle supérieure ou dans l'âme, il faut comparer l'aire de la semelle supérieure $A_{semelle,sup}$ à celle de l'acier comprimé $A_{s,comprimé}$.

On donne : [11]

$$A_{semelle,sup} = b_s \times tfs \quad , \quad A_{s,comprimé} = \frac{F_a - F_c}{2 \cdot (\sigma_e/1,05)}$$

6 Sections mixtes \rightarrow section du béton 1 + section d'acier i :

$$F_c = 2,07 \times 10^6 Kg$$

N°Section mixte	b_s (mm)	tfs (mm)	F_a (Kg) 10^6	$A_{semelle,sup}$ (mm ²)	$A_{s,comprimé}$ (mm ²)
1-1	850	35	3,10	29750	15232,39
1-2	850	50	4,02	42500	28838,03
1-3	850	50	4,24	42500	32091,55
1-4	850	60	4,85	51000	41112,68
1-5	850	80	6,10	68000	59598,59
1-6	850	100	7,30	85000	77345,07

Tableau. VI.33. Valeurs de l'aire de la semelle sup et d'acier comprimé.

On remarque que $A_{semelle,sup} > A_{s,comprimé}$ donc l'axe neutre plastique est dans la semelle supérieure dans les 6 sections.

6 Sections mixtes \rightarrow section du béton 2 + section d'acier i :

$$F_c = 1,91 \times 10^6 Kg$$

Section d'acier N°	b_s (mm)	tfs (mm)	F_a (Kg) 10^6	$A_{semelle,sup}$ (mm ²)	$A_{s,comprimé}$ (mm ²)
2-1	850	35	3,10	29750	17598,59
2-2	850	50	4,02	42500	31204,22
2-3	850	50	4,24	42500	34457,75
2-4	850	60	4,85	51000	43478,87
2-5	850	80	6,10	68000	61964,79
2-6	850	100	7,30	85000	79711,27

Tableau. VI.34. Valeurs de l'aire de la semelle sup et d'acier comprimé.

On remarque que $A_{semelle,sup} > A_{s,comprimé}$ donc l'axe neutre plastique est dans la semelle supérieure dans les 6 sections.

Comme l'axe neutre plastique (ANP) est situé dans la semelle supérieure, l'âme est entièrement tendue et est donc de classe 1.

❖ **Position z de l'axe neutre plastique : [11]**

$$F_a = F_c + 2 \cdot \left(\frac{\sigma_e}{1,05} \right) \cdot b_s \cdot (z - h_p - h_c) \rightarrow z = \frac{F_a - F_c}{2 \cdot \left(\frac{\sigma_e}{1,05} \right) \cdot b_s} + h_p + h_c$$

Donc :

$$z = \frac{A_{s,comprimé}}{b_s} + h_b$$

Avec :

z : L'axe neutre plastique par rapport au sommet

$A_{s,comprimé}$: L'aire d'acier comprimée.

b_s : Largeur de la semelle supérieure.

h_b : Hauteur de la dalle de béton

6 Sections mixtes → section du béton 1 + section d'acier i :

N°section mixte	b_s (mm)	$A_{s,comprimé}$ (mm ²)	h_b (mm)	z (mm)
1-1	850	15232,39	280	297,920
1-2	850	28838,03	280	313,927
1-3	850	32091,55	280	317,755
1-4	850	41112,68	280	328,368
1-5	850	59598,59	280	350,116
1-6	850	77345,07	280	370,994

Tableau. VI.35. Valeurs de l'axe neutre plastique.

6 Sections mixtes → section du béton 2 + section d'acier i :

Section d'acier N°	b_s (mm)	$A_{s,comprimé}$	h_b (mm)	z (mm)
2-1	850	17598,59	280	300,704
2-2	850	31204,22	280	316,711
2-3	850	34457,75	280	320,538
2-4	850	43478,87	280	331,152
2-5	850	61964,79	280	352,899
2-6	850	79711,27	280	373,778

Tableau. VI.36. Valeurs de l'axe neutre plastique.

A partir de la position de l'ANP, on calcule le moment résistant plastique pour chaque section : [11]

$$M_{pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_p + \frac{h_c}{2} \right) - \frac{1}{2} \cdot (F_a - F_c) \cdot (z + h_p)$$

Les combinaisons de charges nous donnent le moment fléchissant maximum de sollicitation à l'état limite ultime (L'ELU) de chaque section M_{ed} .

Diagramme du moment fléchissant :

Combinaison de charge 1 : $1,35G + 1,6[A(L) + ST]$

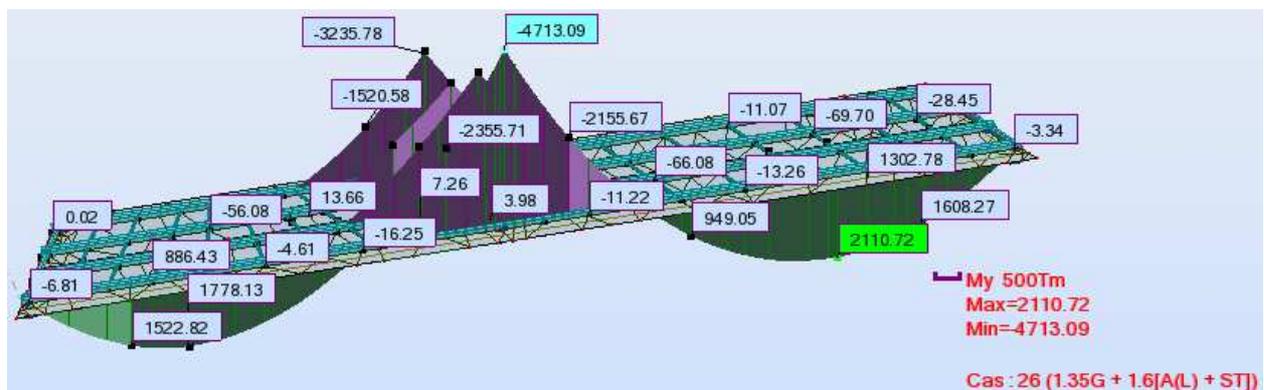
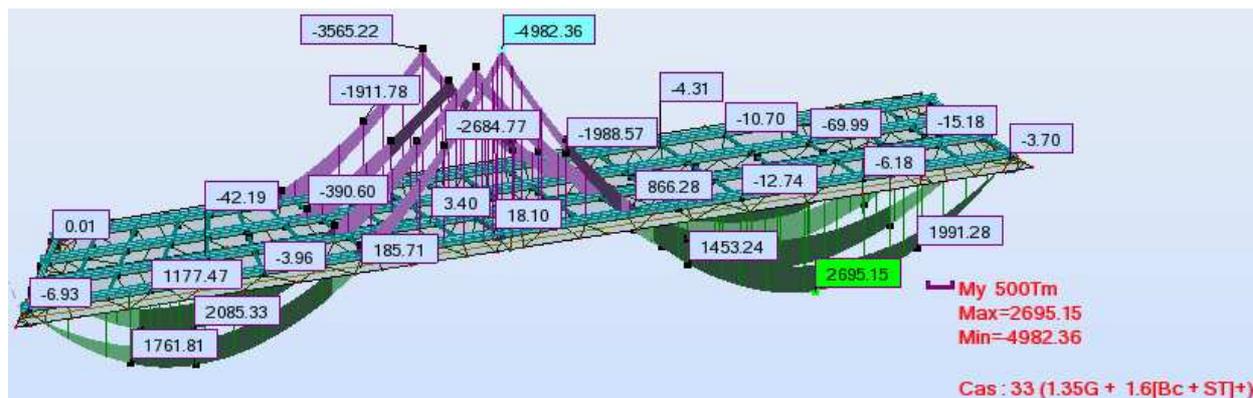


Fig.VI.26. Diagramme du moment à l'ELU sous la combinaison de charge 1.

Combinaison de charge 2 : $1,35G + 1,6[B_C + ST]$

Fig.VI.27. Diagramme du moment à l'ELU sous la combinaison de charge 2.
NB : Les diagrammes pour les autres types de combinaison de charge se trouvent dans l'annexe III.

Les valeurs des moments fléchissant maximaux pour des différentes sections mixtes sous combinaisons de charge sont données dans les tableaux suivants :

N°section mixte	N°combinaison de charge	N°poutre	N°zone	Moment (t.m)
1-1	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	4	7	1991,28
1-2	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	4	6	2695,15
1-3	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	1	5	1647,18
1-4	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	4	5	1453,24
1-5	Pas de moment positif	-	-	-
1-6	Pas de moment positif	-	-	-
2-1	$1,35G + 1,35D_{240}$	3	7	1912,17
2-2	$1,35G + 1,35D_{240}$	3	6	2634,14
2-3	$1,35G + 1,35D_{240}$	2	5	1592,38
2-4	$1,35G + 1,35D_{240}$	3	5	1584,80
2-5	-	-	-	-
2-6	-	-	-	-

Tableau VI.37. Moment fléchissant max positif à L'ELU.

N°section mixte	N°combinaison de charge	N°poutre	N°zone	Moment (t.m)
1-1	$1,35G + 1,35M_{C120}$	1	7	-20,71
1-2	$1,35G + 1,35D_{240}$	1	2	-438,84
1-3	$1,35G + 1,35D_{240}$	1	3	-1934,54
1-4	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	4	3	-2684,77
1-5	$1,35G + 1,35D_{240}$	1	4	-3586,23
1-6	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	4	4	-4982,36
2-1	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	2	7	-2,96
2-2	$1,35G + 1,35D_{240}$	3	2	-467,10
2-3	$1,35G + 1,35D_{240}$	2	3	-1926,18
2-4	$1,35G + 1,35D_{240}$	3	3	-2369,21
2-5	$1,35G + 1,35D_{240}$	2	4	-3301,75
2-6	$1,35G + 1,35D_{240}$	3	4	-4099,25

Tableau VI.38. Moment fléchissant max négatif à L'ELU.

On représente dans les tableaux suivants les valeurs du moment plastique résistant et le moment maximum positif à l'état limite ultime (L'ELU) de chaque section. On doit vérifier la relation suivante : [11]

$$M_{ed} < M_{pl,Rd}^+$$

6 Sections mixtes → section du béton 1 + section d'acier i :

N°section mixte	$M_{ed}(MN \cdot m)$	$M_{pl,Rd}^+(MN \cdot m)$	Etat
1-1	19,91	31,65	vérifié
1-2	26,95	39,46	vérifié
1-3	16,47	41,31	vérifié
1-4	14,53	46,38	vérifié
1-5	-	-	-
1-6	-	-	-

Tableau. VI.39. Vérification du moment positif à L'ELU.

6 Sections mixtes → section du béton 2 + section d'acier i :

N°section mixte	$M_{ed}(MN \cdot m)$	$M_{pl,Rd}^+(MN \cdot m)$	Etat
2-1	19,12	31,26	vérifié
2-2	26,34	39,04	vérifié
2-3	15,92	40,88	vérifié
2-4	15,85	45,94	vérifié
2-5	-	-	-
2-6	-	-	-

Tableau. VI.40. Vérification du moment positif à L'ELU.

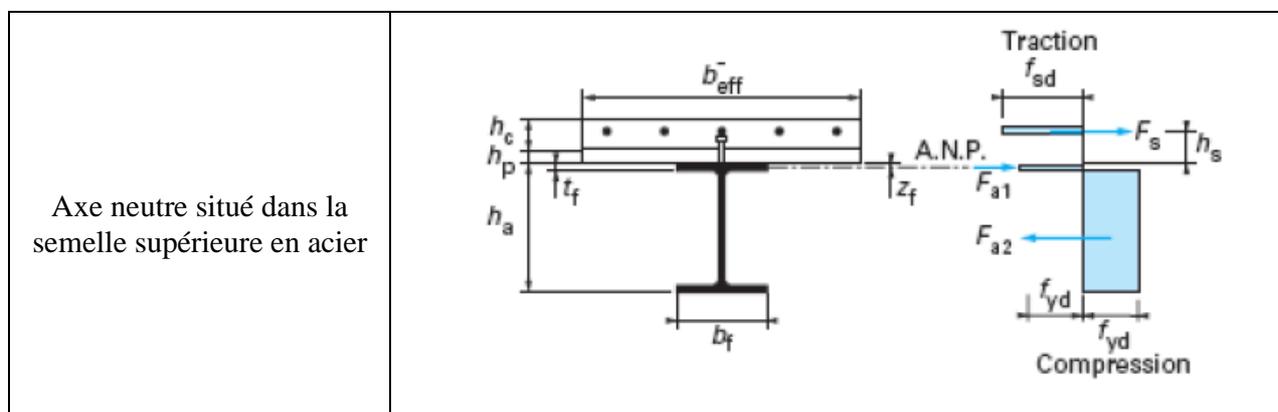
b) Vérification pour un moment négatif : [11]

La section résistante est constituée par la poutre métallique et les armatures passives, dans la largeur de dalle participante. Le béton n'est pas pris en compte.

On admet que le diagramme des contraintes dans la section de la poutre métallique est linéaire et limité à $\pm\sigma_e$ (la contrainte d'acier de la poutre égale à $35,5kg/mm^2$ dans notre cas). Et pour les armatures la contrainte limite est :

$$\sigma_{arm} = \frac{f_e}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48Kg/mm^2$$

Suivant la position de l'axe neutre plastique, le diagramme des contraintes prend les aspects suivants :



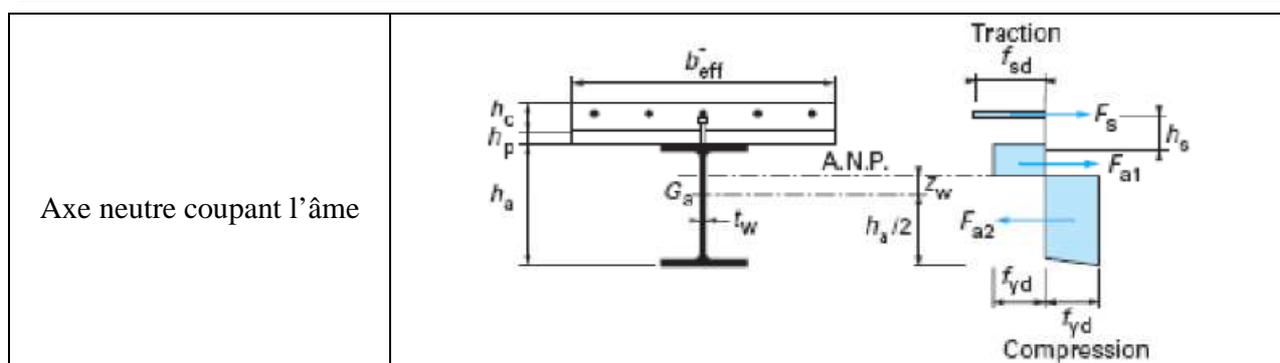


Tableau. VI.41. Position de l'axe neutre plastique. [11]

❖ La résistance des armatures passives : [11]

$$F_s = A_s \times \left(\frac{f_e}{1,15} \right)$$

Avec :

A_s : L'air de section d'armature dans la largeur de la dalle participante.

$$F_s = 1826 \times \left(\frac{50}{1,15} \right) = 7,94 \times 10^4 \text{ Kg}$$

❖ La résistance en traction de la poutre métallique: [11]

$$F_{a,max} = A_a \times \left(\frac{\sigma_e}{1,05} \right) = (A_{semelle,sup} + A_{ame} + A_{semelle,inf}) \times \left(\frac{\sigma_e}{1,05} \right)$$

$F_{a,max}$ dépend des aires des semelles, i.e. de tfs et tfi . On va donc le calculer dans chaque section du pont.

Section d'acier N°	A_a (mm^2)	F_a (Kg) 10^6
1	91630	3,10
2	118900	4,02
3	125500	4,24
4	143600	4,85
5	179800	6,10
6	216000	7,30

Tableau. VI.42. Valeurs de la résistance en traction des sections d'aciers.

On remarque que dans les 6 sections: $F_{a,max} > F_c \rightarrow$ dans ce cas l'axe neutre plastique est dans l'acier.

Pour savoir s'il est dans la semelle supérieure ou dans l'âme, il faut comparer l'aire de la semelle supérieure $A_{semelle,sup}$ à celle de l'acier comprimé $A_{s,comprimé}$.

On donne : [11]

$$A_{semelle,sup} = b_s \times tfs \quad , \quad A_{s,comprimé} = \frac{F_a - F_s}{2 \cdot (\sigma_e/1,05)}$$

Section d'acier N°	b_s (mm)	tfs (mm)	$A_{semelle,sup}$ (mm^2)	$A_{s,comprimé}$ (mm^2)
1	850	35	29750	44670,88
2	850	50	42500	58276,52
3	850	50	42500	61530,04
4	850	60	51000	70551,18
5	850	80	68000	89037,10
6	850	100	85000	106783,60

Tableau. VI.43. Valeurs de l'aire de la semelle sup et d'acier comprimé.

On remarque que $A_{semelle,sup} < A_{s,comprimé}$ donc l'axe neutre plastique coupant l'âme.

❖ **Position z de l'axe neutre plastique : [11]**

$$z_w = \frac{F_s}{2 \cdot \left(\frac{\sigma_e}{1,05}\right) \cdot t_w}$$

Avec :

z_w : Hauteur d'âme en compression au-dessus du C.G. du profilé

Section d'acier N°	t_w (mm)	z_w (mm)
1	16	73,39
2	16	73,39
3	20	58,71
4	20	58,71
5	20	58,71
6	20	58,71

Tableau. VI.44. Valeurs de l'axe neutre plastique.

A partir de la position de l'ANP, on calcule le moment résistant plastique pour chaque section : [11]

$$M_{pl,Rd}^- = M_{apl,Rd} + F_s \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_s\right) - F_s \cdot \left(\frac{z_w}{2}\right)$$

$$M_{apl,Rd} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_M}, \quad w_{pl} = \frac{I}{y}$$

On représente dans le tableau suivant les valeurs du moment plastique résistant et le moment maximum à l'état limite ultime (L'ELU) de chaque section. On doit vérifier la relation suivante : [11]

$$M_{ed} < M_{pl,Rd}^-$$

6 Sections mixtes → section du béton 1 + section d'acier i :

Section d'acier N°	$M_{ed} (MN \cdot m)$	$M_{pl,Rd}^- (MN \cdot m)$	Etat
1-1	0,21	20,34	vérifié
1-2	4,39	27,10	vérifié
1-3	19,34	27,75	vérifié
1-4	26,84	29,68	vérifié
1-5	35,86	40,43	vérifié
1-6	49,82	50,78	vérifié

Tableau. VI.45. Vérification du moment négatif à L'ELU

6 Sections mixtes → section du béton 2 + section d'acier i :

Section d'acier N°	$M_{ed} (MN \cdot m)$	$M_{pl,Rd}^- (MN \cdot m)$	Etat
2-1	0,03	22,72	vérifié
2-2	4,67	29,48	vérifié
2-3	19,26	30,12	vérifié
2-4	23,69	32,05	vérifié
2-5	33,01	42,80	vérifié
2-6	40,99	50,78	vérifié

Tableau. VI.46. Vérification du moment négatif à L'ELU

c) Vérification à l'effort tranchant :

En pratique, bien que la dalle reprenne une partie de l'effort tranchant, on admet que l'effort tranchant n'est repris que par l'âme en acier. D'où la condition (en présence d'une sollicitation d'effort tranchant seul) : [11]

$$V_{ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Avec :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \times \sigma_e}{\gamma_m \times \sqrt{3}}$$

A_V : L'aire du profilé reprenant le cisaillement.

Pour notre cas on a un profilé en PRS $\rightarrow A_V = h_w \times t_w$ [11]

Les combinaisons de charges nous donnent l'effort tranchant maximum à l'état limite ultime (L'ELU) de chaque section V_{ed} .

Diagramme de l'effort tranchant :

Combinaison de charge 1 : $1,35G + 1,6[A(L) + ST]$

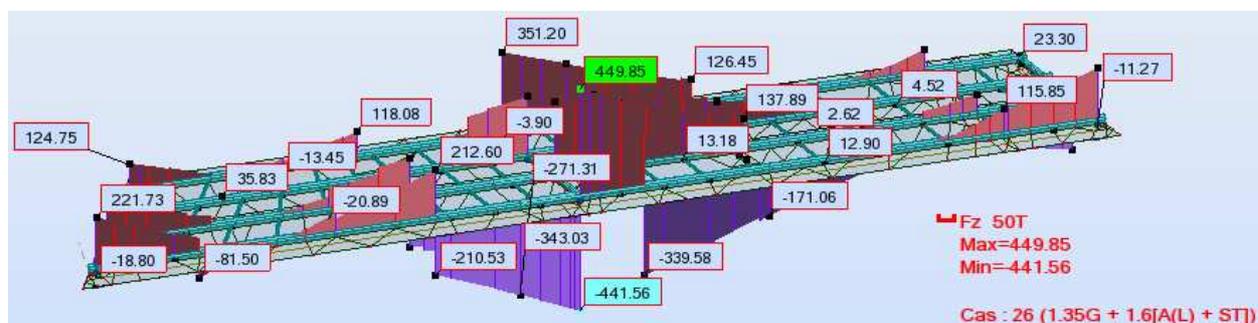


Fig.VI.28. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU sous la combinaison de charge 1.

Combinaison de charge 2 : $1,35G + 1,6[B_C + ST]$

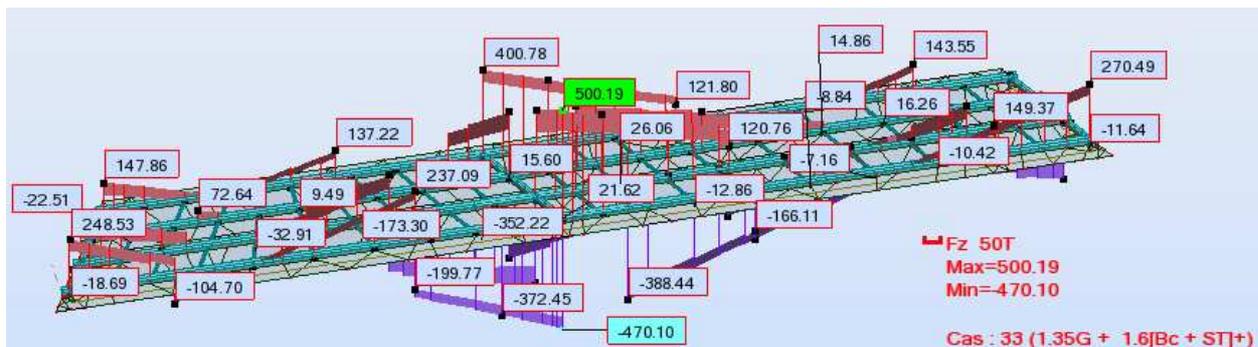


Fig.VI.29. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU sous la combinaison de charge 2.

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

Les valeurs de l'effort tranchant maximum dans les sections mixtes sont représentées dans les tableaux suivant :

N°section mixte	N°combinaison de charge	N°poutre	N°zone	Effort tranchant (t. m)
1-1	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	Pt4	7	270,49
1-2	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	Pt4	2	237,09
1-3	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	Pt1	5	313,35
1-4	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	Pt4	5	388,44
1-5	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	Pt1	4	400,78
1-6	$1,35G + 1,6[B_C + ST]$	Pt4	4	500,19
2-1	$1,35G + 1,35D_{240}$	Pt3	7	254,10
2-2	$1,35G + 1,35D_{240}$	Pt3	2	215,03
2-3	$1,35G + 1,35D_{240}$	Pt2	5	299,73
2-4	$1,35G + 1,35D_{240}$	Pt3	5	351,93
2-5	$1,35G + 1,35D_{240}$	Pt2	4	359,23
2-6	$1,35G + 1,35D_{240}$	Pt3	4	423,92

Tableau VI.47. Effort tranchant maximum.

On représente dans le tableau suivant les valeurs de l'effort tranchant plastique résistant et de l'effort tranchant maximum à l'état limite ultime (L'ELU) de chaque section d'acier. On doit vérifier la relation suivante : [11]

$$V_{ed} < V_{pl,Rd}$$

Section d'acier N°	$A_V (m^2)$	$V_{ed} (MN)$	$V_{pl,Rd} (MN)$	Etat
1	0.026880	2,70	5.25	vérifié
2	0.026400	2,37	5.15	vérifié
3	0.033000	3,13	6.44	vérifié
4	0.032600	3,88	6.36	vérifié
5	0.031800	4,00	6.21	vérifié
6	0.031000	5,00	6.05	vérifié

Tableau. VI.48. Vérification du l'effort tranchant à L'ELU.

9.2. Vérifications des entretoises et pièces de pont :

a) Les entretoises :

Le rôle des entretoises est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

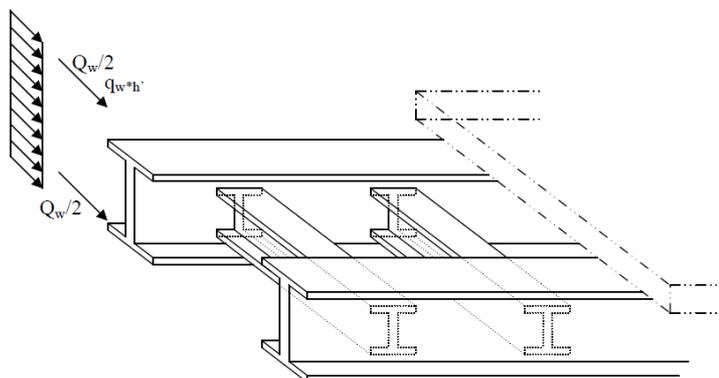


Fig.VI.30. L'effet du vent sur les entretoises [12].

On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à 2 KN/m^2 [9]. On prend un coefficient de sécurité de 1,5. La pression à l'ELU est donc $Q_{ELU} = 2 \times 1,5 = 3 \text{ KN/m}^2$.

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$$h' = h_{poutre} + e_{dalle} + trottoir + garde + corps = 1,75 + 0,28 + 0,32 + 0,40 = 2,75m$$

La force résultante est alors $Q_w = 3 \times 2,75 \times 6,50 = 53,625 \text{ KN}$

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

$$\text{La demi-hauteur } h_m = \frac{h_w}{2} \Rightarrow h_m = 0,825m$$

L'entretoise est de type HEA600 $\Rightarrow f_y = 355 \text{ MPa}$ et $I_{xx} = 1412 \times 10^6 \text{ mm}^4$

D'où les efforts dans les entretoises sont :

$$M_e = \frac{Q_w}{2} \times h_m = \frac{53,625 \times 10^{-3}}{2} \times 0,825 = 22,12 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$V_e = \frac{Q_w}{2} = \frac{53,625 \times 10^{-3}}{2} = 26,81 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

On calcule alors les contraintes : [12]

$$\sigma = \frac{M_e \times V_a}{I_{xx}} = \frac{22,12 \times 10^{-3} \times 0,295}{1,412 \times 10^{-3}} = 4,62 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_e}{h_w \times t_w} = \frac{26,81 \times 10^{-3}}{0,486 \times 0,013} = 4,24 \text{ MPa}$$

On vérifié bien que :

$$\sigma = 4,62 \text{ MPa} < \frac{f_y}{1,05} = \frac{355}{1,05} = 338,10 \text{ MPa}$$

$$\tau = 4,24 \text{ MPa} < 0,6 \times f_y = 0,6 \times 355 = 213 \text{ MPa}$$

Donc :

Les entretoises sont bien dimensionnées.

b) Justification des pièces de pont : Diaphragmes

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

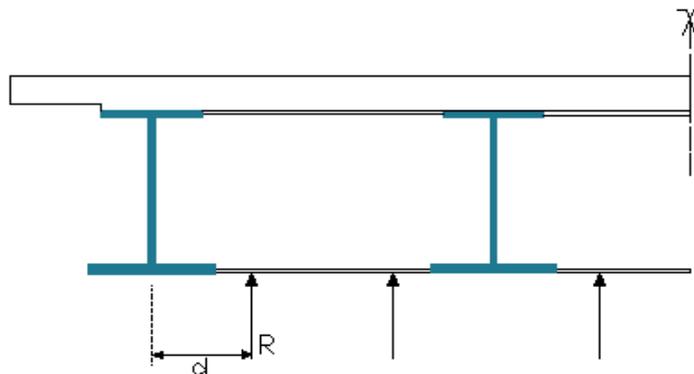


Fig.VI.31.Soulèvement de la dalle.

Les caractéristiques géométriques de la pièce de pont sont :

$$h = 1750\text{mm}$$

$$b_s = b_i = 500\text{mm}$$

$$t_s = t_i = 35\text{mm}$$

$$t_w = 25\text{mm}$$

Le bras de levier d :

$$d = 0,5 + \frac{b_i}{2} = 0,5 + \frac{1}{2} \Rightarrow d = 1\text{m}$$

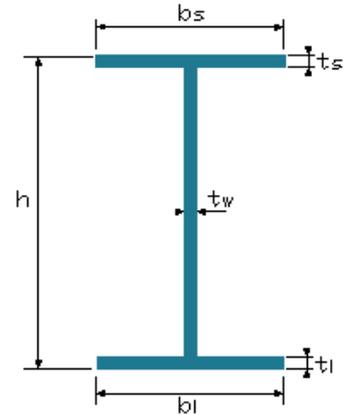


Fig. VI.32. Géométrie de la section

Le diagramme de l'effort tranchant maximum du aux charge permanentes est donné par Robot dans la figure ci-dessous : $T_{max} = 9,73t$

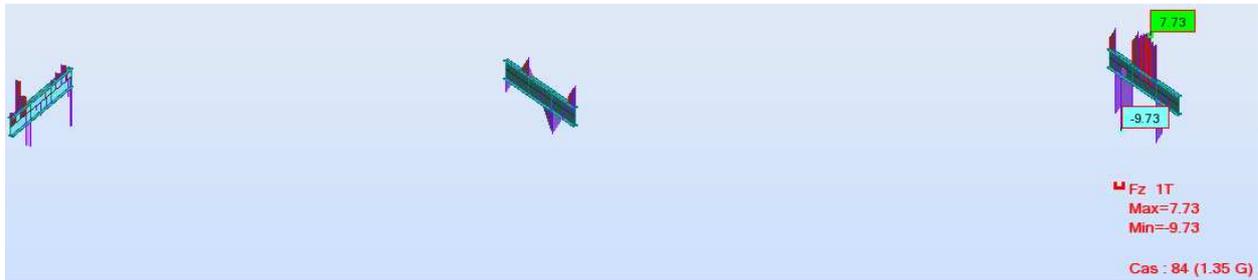


Fig.VI.33. Diagrammes de l'effort tranchant.

On a : $R = V_{ELU} = 97,3\text{KN}$

Le moment négatif $M = R \times d = 97,3 \times 1 = 97,3\text{KN.m}$

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

On doit vérifier la relation suivante : $t_w \geq \frac{V_{ELU}}{0,6 \cdot h_w}$ [12]

On a : $t_w = 25\text{mm}$ et $\frac{V_{ELU}}{0,6 \cdot h_w} = 16,09\text{mm}$

D'où $t_w > \frac{V_{ELU}}{0,6 \cdot h_w}$

Donc : notre pièce de pont est bien dimensionnée.

10. Calcul des déformations : [13]

10.1. Flèches :

Pour assurer un bon confort, pour l'utilisateur et une bonne esthétique, on sera amené à limiter la flèche à une valeur admissible.

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 valeur $\frac{L}{500}$

Les diagrammes des flèches données par Robot pour la dalle sous la combinaison défavorable : « 1,35G + 1,6[Bc + ST] » sont représentés dans la figure ci-dessous :

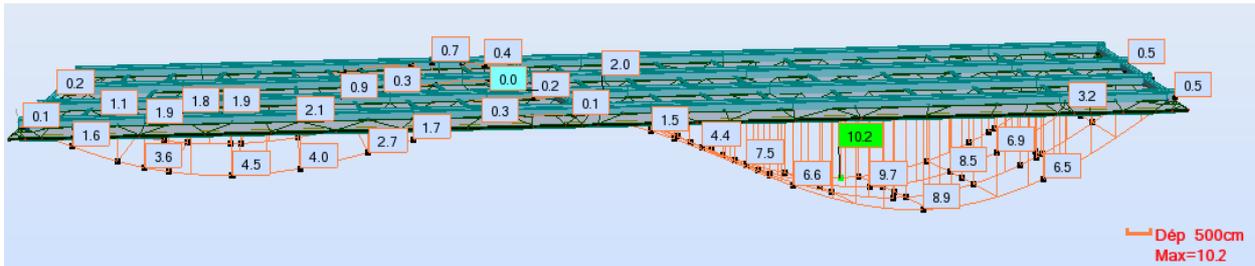


Fig.VI.34. Diagrammes des flèches.

Les valeurs de la flèche pour chaque poutre sont représentées dans le tableau suivant :

N° poutre	La flèche (cm)
Pt1	10,20
Pt2	9,70
Pt3	9,20
Pt4	8,90

Tableau. VI.49. Valeurs de la flèche.

NB: Les diagrammes de la flèche pour chaque poutre (voir l'annexe IV).

$$L = 5200\text{cm}$$

On a :

$$f_{admi} = \frac{L}{500} = \frac{5200}{500} = 10,40\text{cm}$$

La flèche calculée maximale se trouve dans la poutre Pt1 : $f_{calculée} = 10,20\text{cm}$

$$f_{calculée} = 10,20\text{cm} < f_{adm} = 10,40\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

10.2. Contre flèches :

On doit donner aux poutres principales des contre flèches prises sous la combinaison défavorable « 1,35G + 1,6[Bc + ST] » au cours de leur fabrication à l'usine.

Les valeurs des contres flèches données aux poutres principales sont données le tableau suivant :

Contre flèches					
N°poutre	R ₁ [m]	F ₁ [cm]	L [m]	R ₂ [m]	F ₂ [cm]
Pt1	21,78	0,80	15,60	52,00	10,2
Pt2	30,33	1,90	11,50	52,00	9,70
Pt3	36,90	3,10	8,67	52,00	9,20
Pt4	43,21	4,50	2,35	52,00	8,90

Tableau. VI.50. Valeurs des contre flèches.

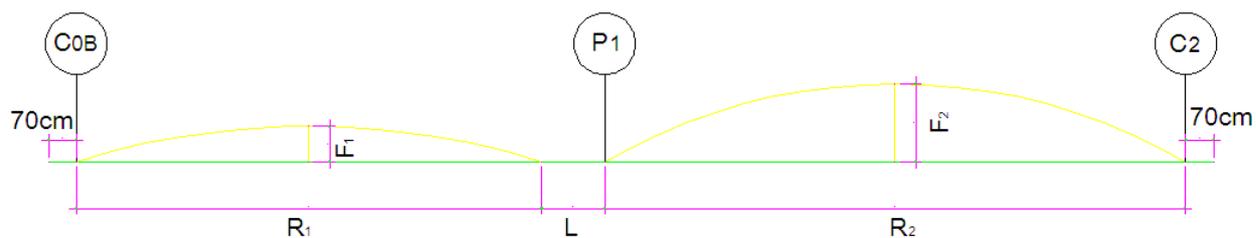


Fig.VI.35.Schéma de la contre flèche.

11. Conclusion :

Dans cette étude on a calculé le ferrailage de la dalle sous les différents systèmes de chargement : poids propre ; charge A, charge Bc et convoi D, ensuite, on est passé à l'étude de la section mixte avec les vérifications aux états limites des contraintes normales et des contraintes de cisaillement. Puis, on a procédé aux vérifications concernant les phénomènes d'instabilité élastique tout en ajustant les dimensions des poutres mixtes. Ensuite, on a vérifié les entretoises sous l'effet de majoration du vent et les pièces de pont sous l'effet de soulèvement de l'ouvrage pour terminer par la vérification des flèches et la réalisation des contre flèches.

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 réalisation de ces ponts se développent régulièrement suite aux évolutions des matériaux et des normes en vigueur.

L'objet de notre travail est l'étude d'un pont mixte. Il reliera la ville de Mohammedia aux pins Maritimes.

L'ouvrage est composé de trois voies unidirectionnelles chacune de 3,50m de largeur, Il comporte d'un tablier continu à deux travées ayant respectivement les portées de 43,00m et 52,00 m pour une longueur totale de 95m travées.

A la lumière de cette étude : on aboutit à :

- Au choix du type d'ouvrage à construire, en fonction des différentes contraintes imposées. On propose la variante de pont mixte quadri poutres hyperstatique après un passage en revue des différentes variantes et ceci en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet. Ce dernier est un pont mixte à quatre poutres à pièces entretoisées car la largeur du tablier est de 14,35m.
- Le béton utilisé a une résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 35MPa$ pour la dalle et $f_{c28} = 30MPa$ pour les appuis ayant une masse volumique $\rho = 2500Kg/m^3$.
- Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures à adhérence de nuance FeE500.
- Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales, des entretoises est de type S355 d'épaisseur comprise entre 35 et 100mm.
- A l'étude de la phase d'exécution de l'ouvrage, avec le choix de la méthodologie de réalisation.
- A l'étude de la section mixte (acier – béton), les entretoises et les pièces de pont. Elle concerne les vérifications des contraintes, au voilement, au déversement et au cisaillement.
- On termine notre étude par La vérification des flèches et la réalisation des contre flèches.

Ce travail nous a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer mes connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique.

Par ailleurs, cela nous a permis de nous familiariser avec le logiciel Robot Millenium et on s'est rapproché du domaine professionnel des ouvrages d'art.

Bibliographie

- [2] : Règle Parasismique d'ouvrage d'art «**R. P. O. A**».
- [3]: Technique de l'ingénieur C2676 « **ponts métalliques application spécifiques**».
- [4] : Normes & Règlements « **La construction mixte acier-béton** ».
- [6]: FASCICULE N°61 «**Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art titre II - Programme de charges et Épreuves des ponts routiers**».
- [7] : Règles Parasismiques Algériennes «**R.P.A. 99 (Modifiées 2003)**».
- [8] : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement « **construction métallique, Volume 10**».
- [9] : FASCICULE N°61 titre V «**Conception, calcul et épreuve des ouvrage d'art**»
- [10]: 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.**
- [11] : Euro code 4 - partie 1-1 «**Enseignement de construction mixte acier béton**»
- [12] : Euro code 3 «**Calcul des structures en acier**».
- [13] : ARAYE Radji projet de fin d'étude ENTPE, 2007 «**Projet de construction, pont mixte acier-béton**».

COURS :

- Pont : ENP « **dirigé par Mme. CHERID, (ENP, 2010/2011)** »
- Charpente métallique «**dirigé par Mr. HAMOUTENE, (ENP, 2009/2010)**»
- Béton armé «**dirigé par Mr. BOUTMEUR, (ENP, 2009/2010)**»

LOGICIELS :

- Autodesk Robot 2010 V 23 : Modélisation.
- AUTO CAD 2007: Dessin.
- MICROSOFT OFFICE WORD 2007.
- MICROSOFT OFFICE EXCEL 2007

SITES WEB:

- [1]: Google Earth
- [5]: www.steelbizfrance.com
- www.google.com
- www.civilmania.com

Annexe I

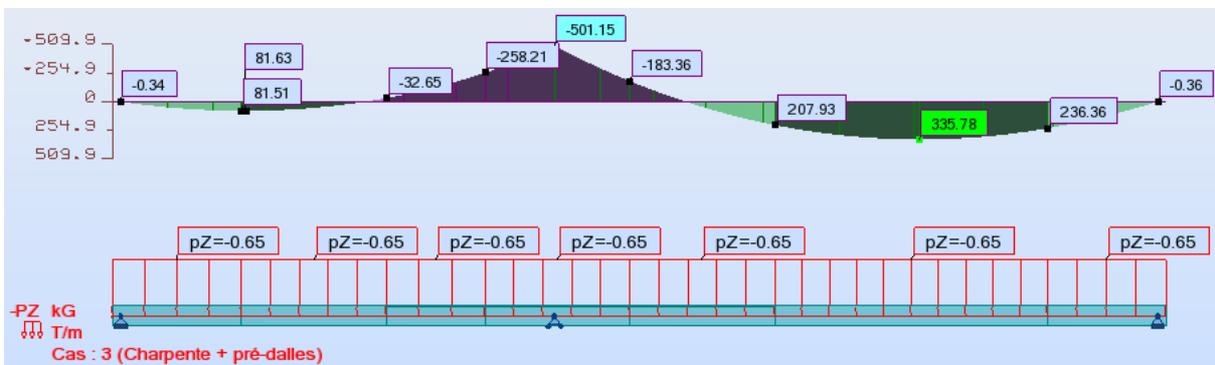
Annexe I : Analyse en phase d'exécution, Sollicitation du moment fléchissant

Phase de construction :

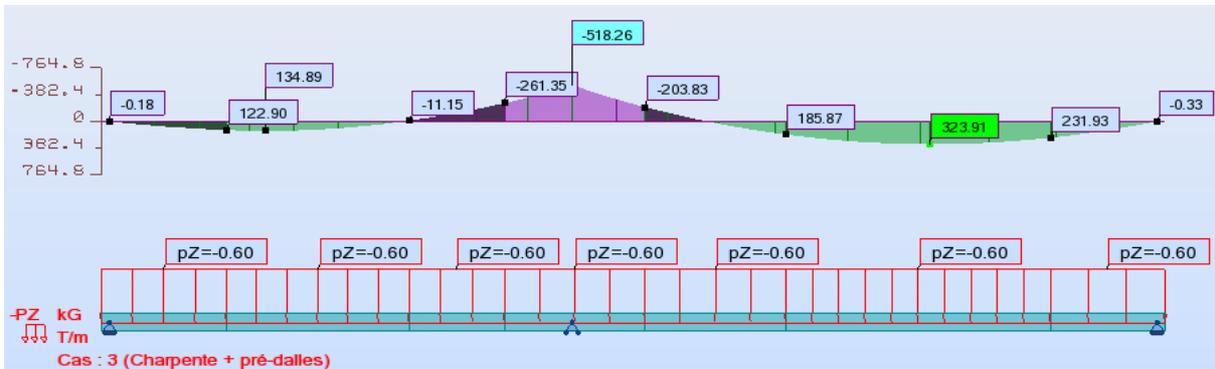
Phase 1 : Mise en œuvre de la charpente métallique + pré-dalles :



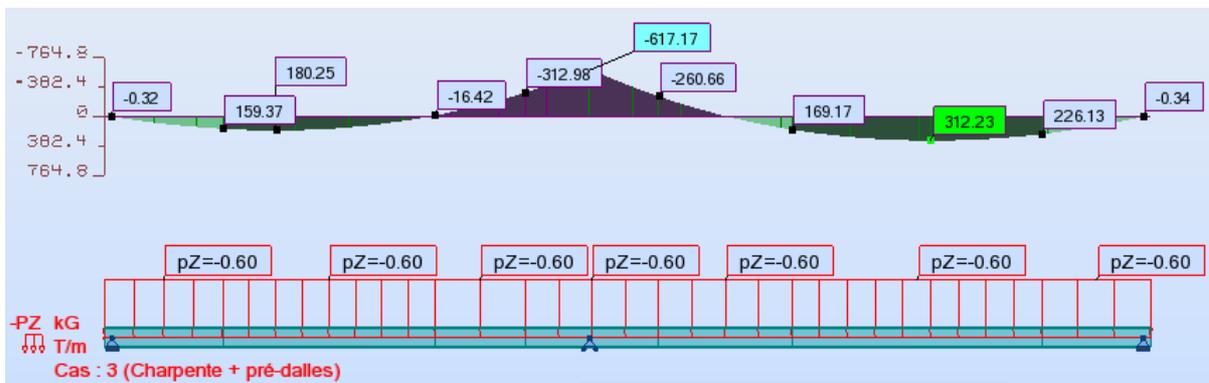
📍 Poutre Pt1 : $M_{max} = 335,78t.m$; $M_{min} = -501,15t.m$



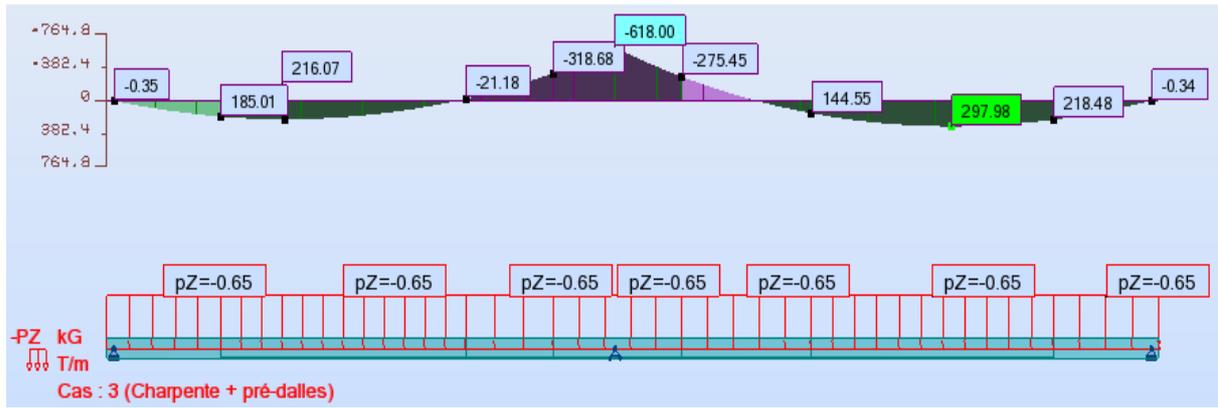
📍 Poutre Pt2 : $M_{max} = 323,91t.m$; $M_{min} = -518,26t.m$



📍 Poutre Pt3 : $M_{max} = 312,23t.m$; $M_{min} = -617,17t.m$

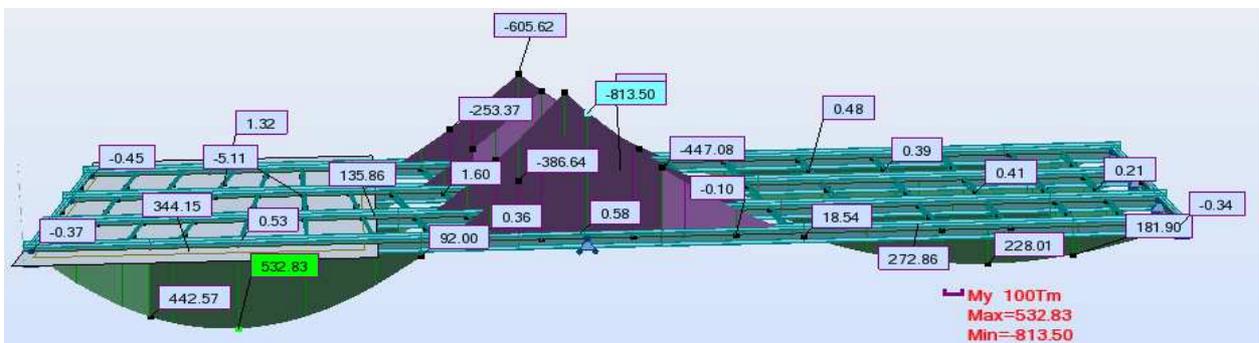


🚧 Poutre Pt4 : $M_{max} = 297,98t.m$; $M_{min} = -618,00t.m$

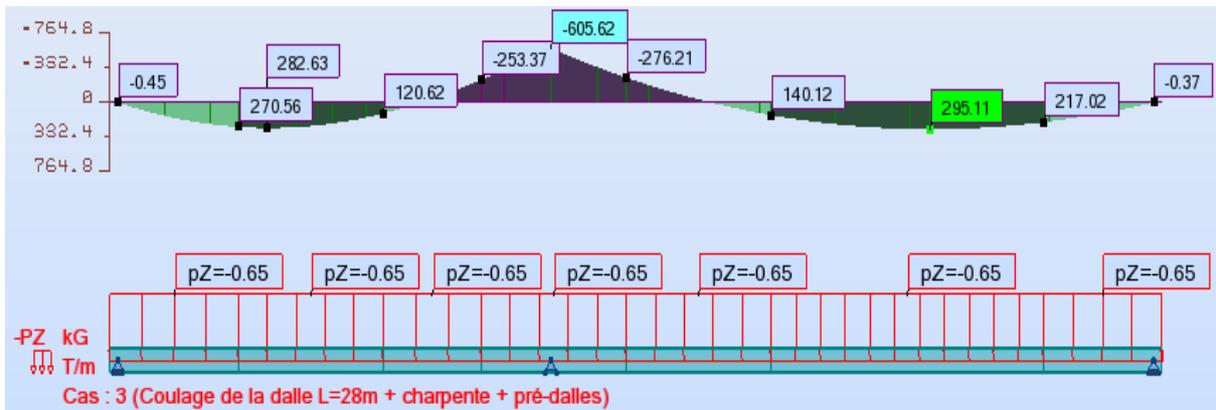


Diagrammes des moments fléchissant de la phase 1.

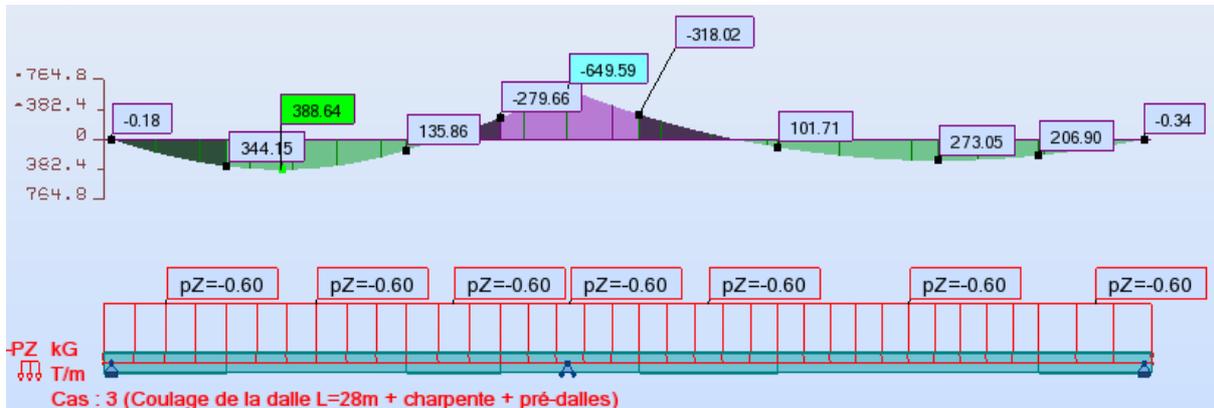
Phase 2 : Le coulage de la dalle de la travée C0B-P1 :



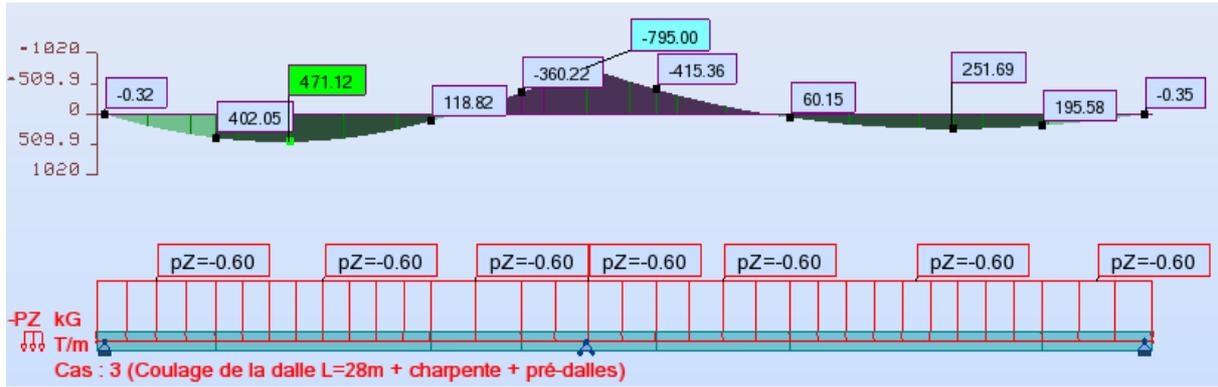
🚧 Poutre Pt1 : $M_{max} = 295,11t.m$; $M_{min} = -605,62t.m$



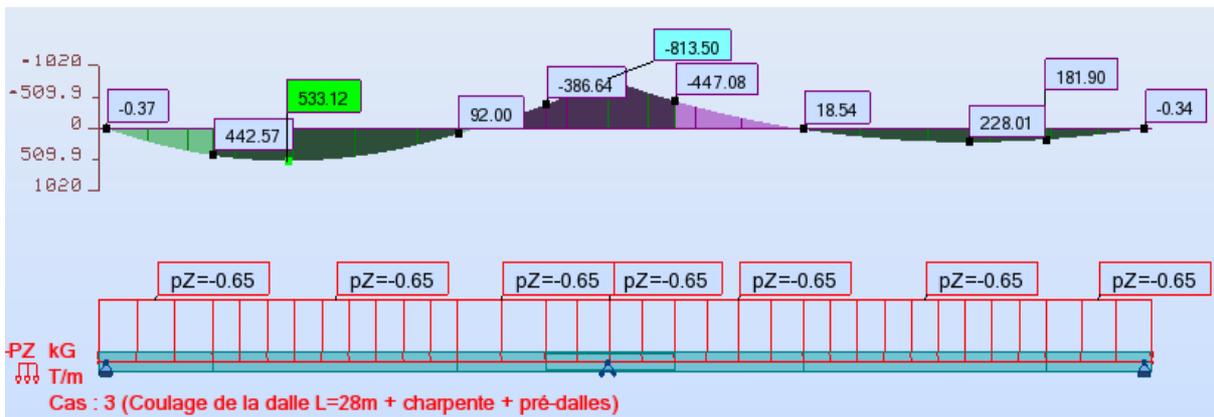
🚧 Poutre Pt2 : $M_{max} = 388,64t.m$; $M_{min} = -649,59t.m$



📍 Poutre Pt3 : $M_{max} = 471,12t.m$; $M_{min} = -795,00t.m$

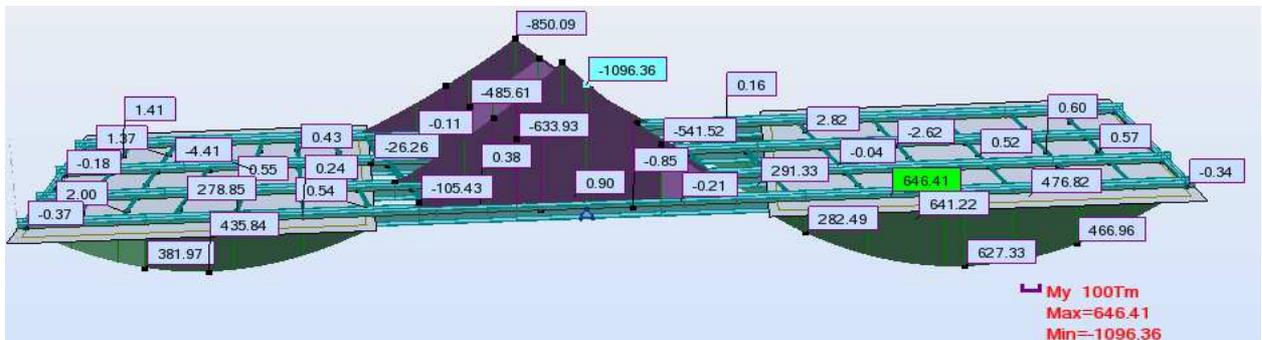


📍 Poutre Pt4 : $M_{max} = 533,12t.m$; $M_{min} = -813,50t.m$

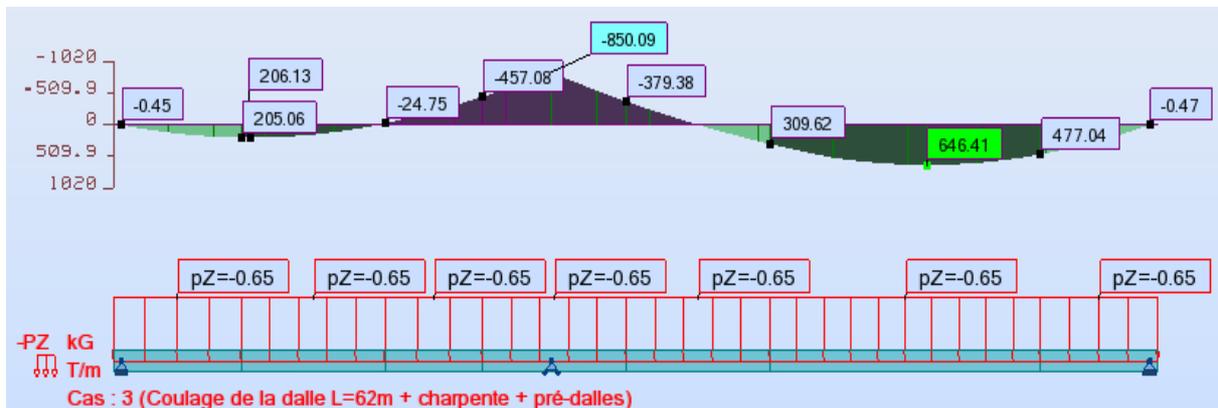


Diagrammes des moments fléchissant de la phase 2.

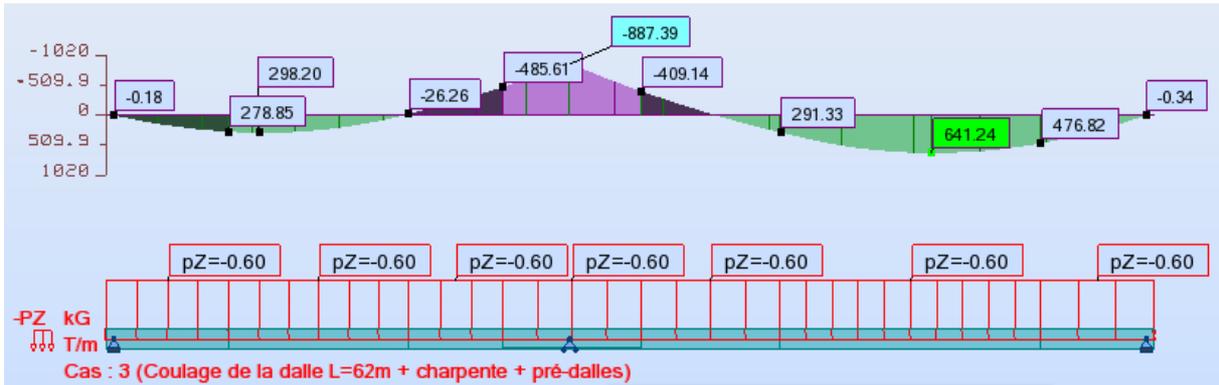
Phase 3 : Le coulage de la dalle de la travée P1-C2 :



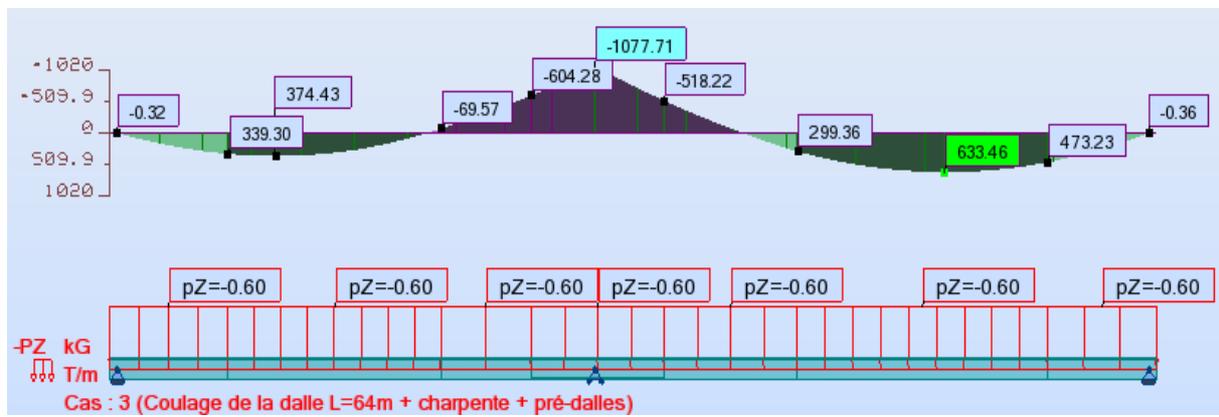
📍 Poutre Pt1 : $M_{max} = 646,41t.m$; $M_{min} = -850,09t.m$



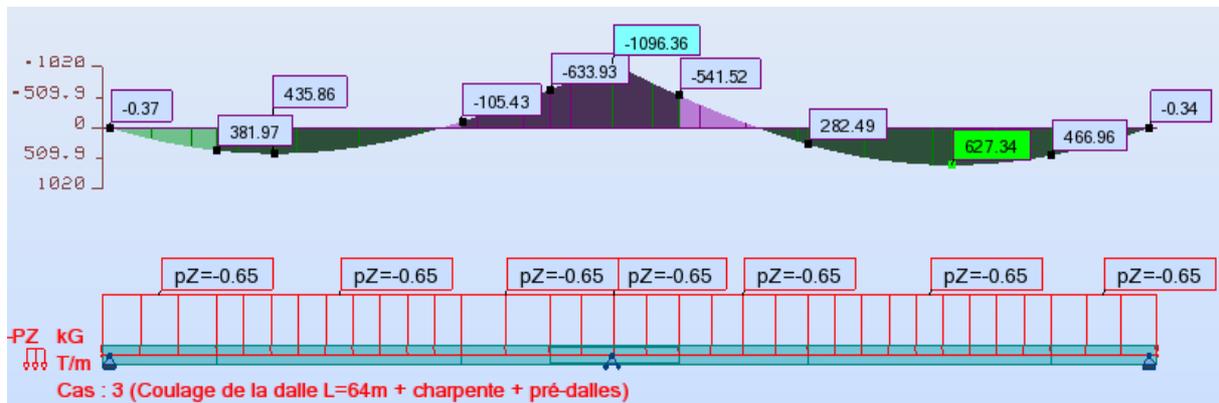
📌 Poutre Pt2 : $M_{max} = 641,24t.m$; $M_{min} = -887,39t.m$



📌 Poutre Pt3 : $M_{max} = 633,46t.m$; $M_{min} = -1077,71t.m$

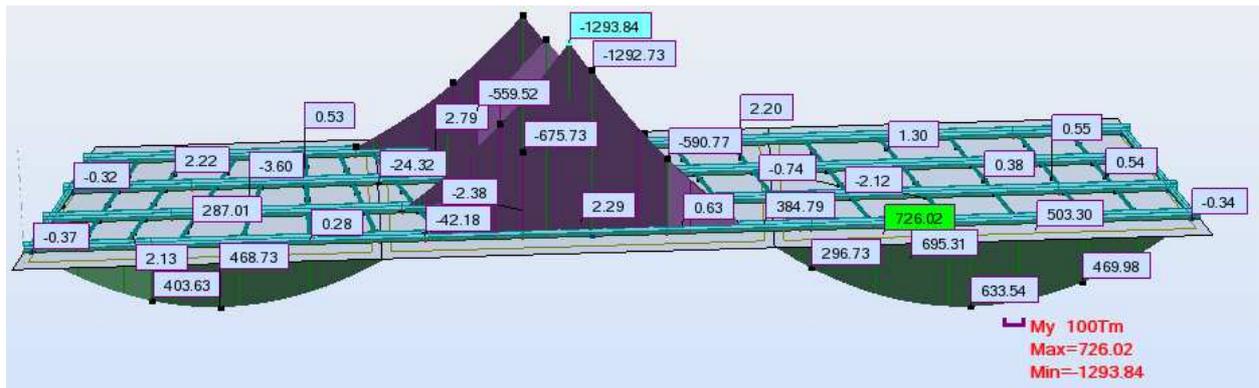


📌 Poutre Pt4 : $M_{max} = 627,34t.m$; $M_{min} = -1096,36t.m$

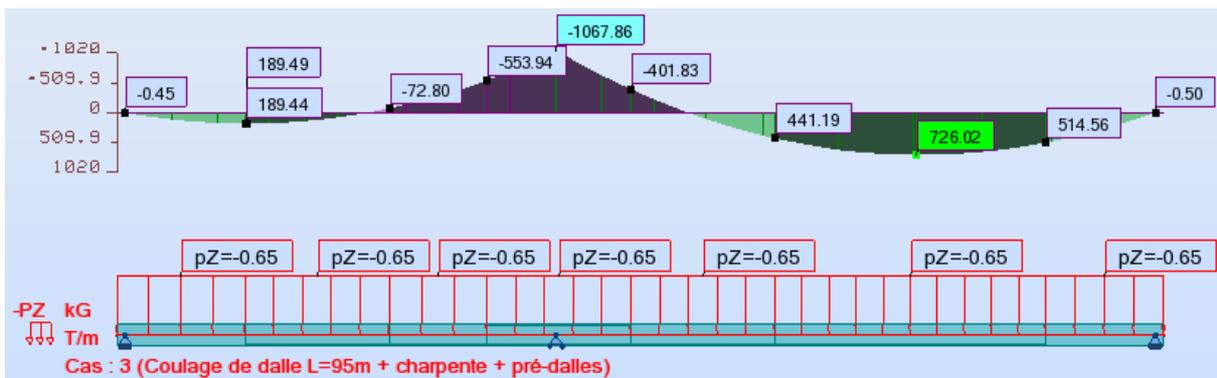


Diagrammes des moments fléchissant de la phase 3.

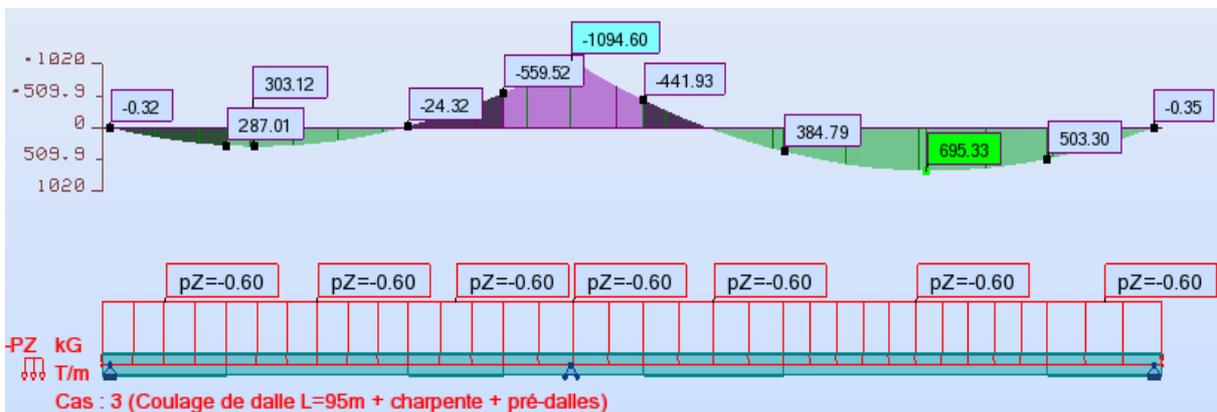
Phase 4 : Le coulage de la dalle en zone d'appui P1 :



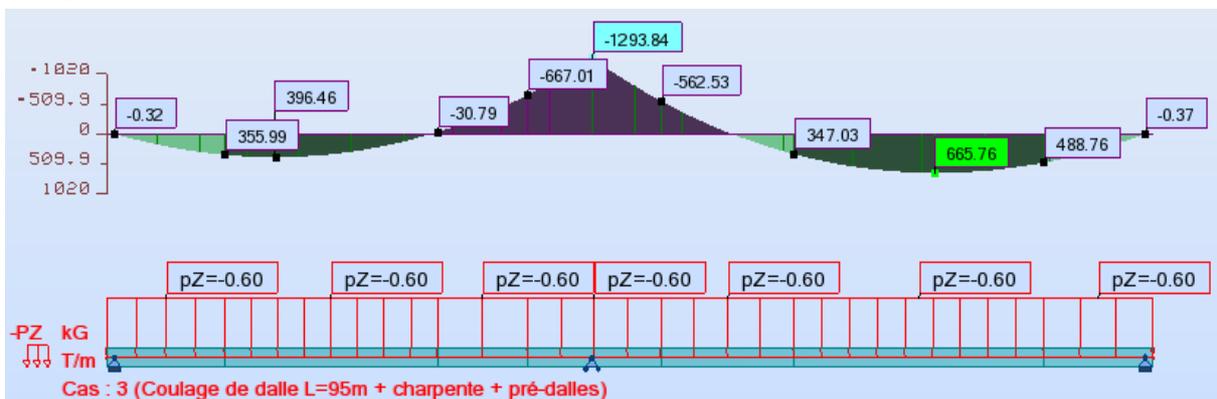
📏 Poutre Pt1 : $M_{max} = 726,02t.m$; $M_{min} = -1067,86t.m$



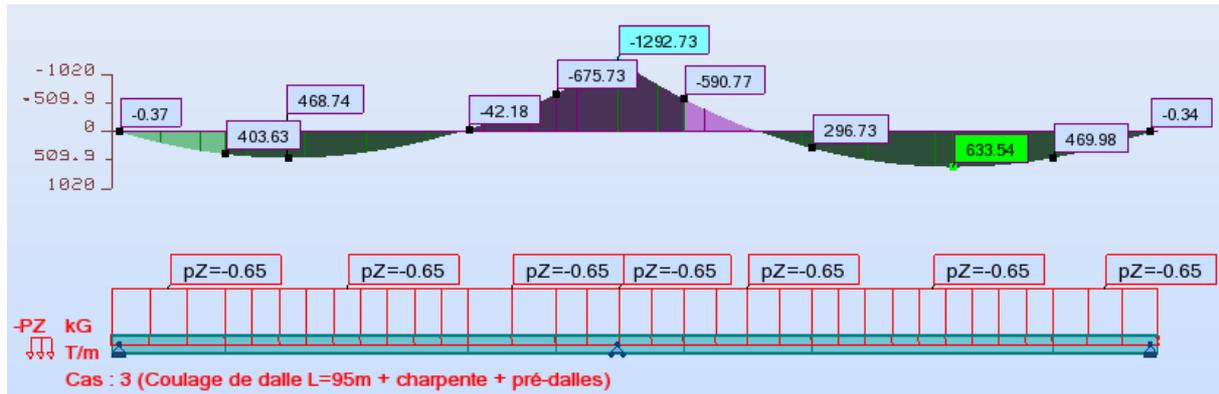
📏 Poutre Pt2 : $M_{max} = 695,33t.m$; $M_{min} = -1094,60t.m$



📏 Poutre Pt3 : $M_{max} = 665,76t.m$; $M_{min} = -1293,84t.m$



📍 Poutre Pt4 : $M_{max} = 633,54t.m$; $M_{min} = -1292,73t.m$

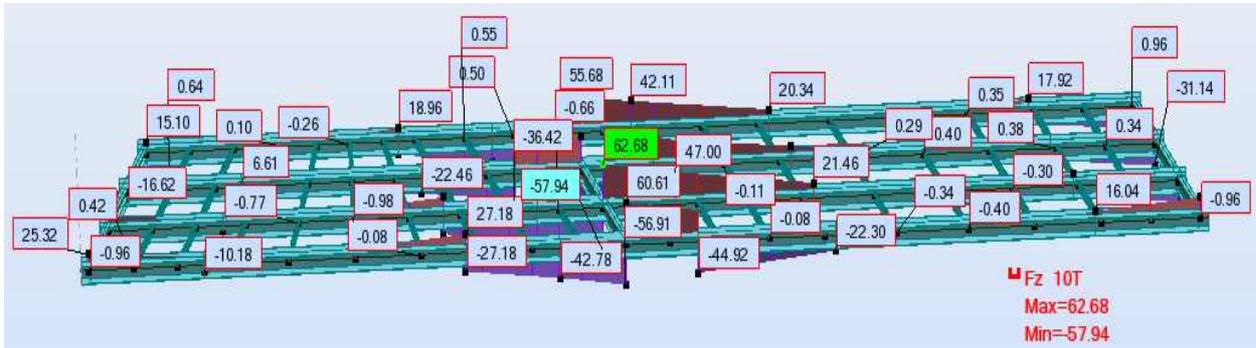


Diagrammes des moments fléchissant de la phase 4.

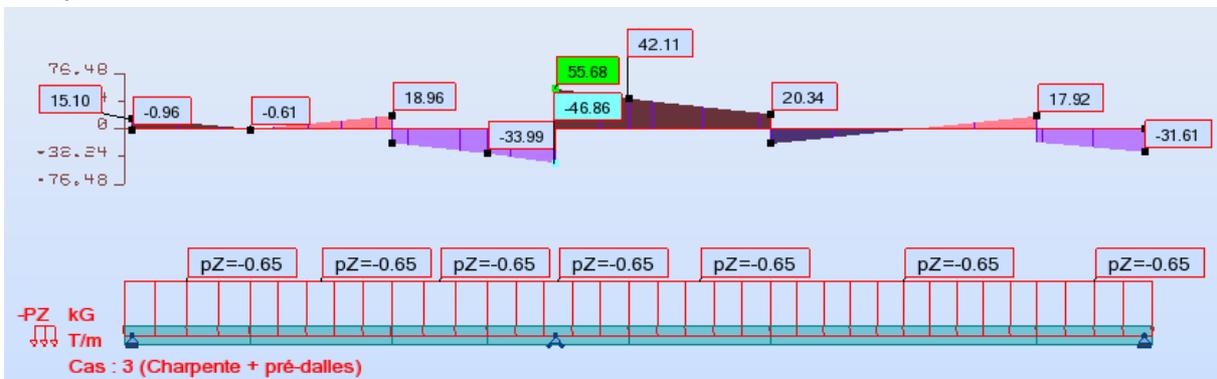
Annexe I : Analyse en phase d'exécution, Sollicitation de l'effort tranchant

Phase de construction :

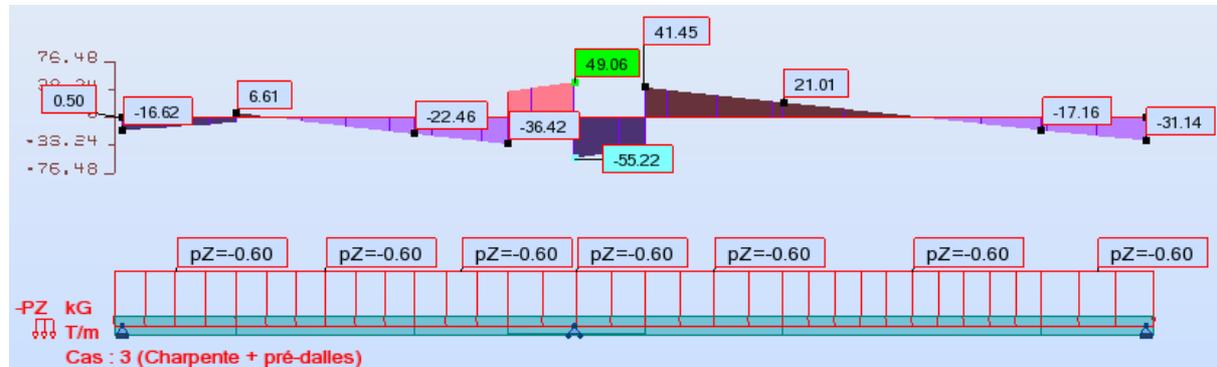
Phase 1 : Mise en œuvre de la charpente métallique + pré-dalles :



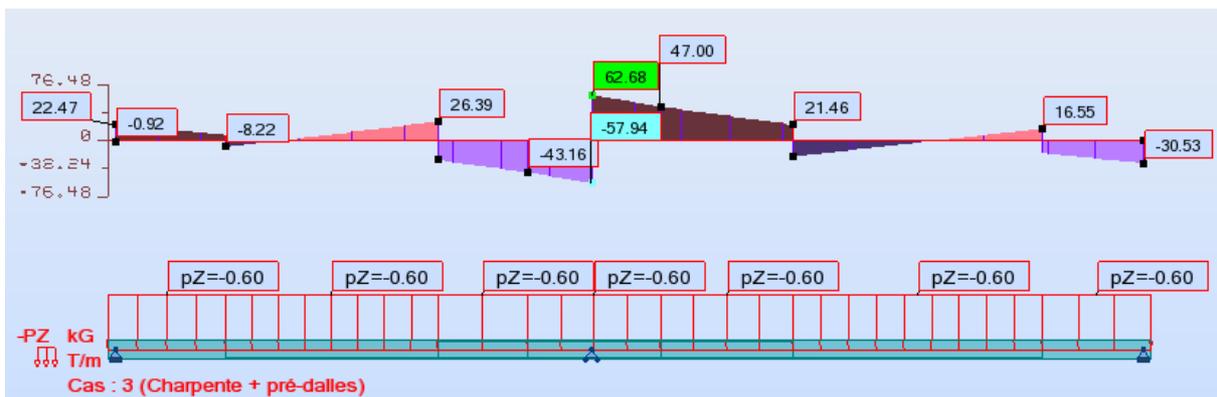
Poutre Pt1 : $T_{max} = 55,68t$



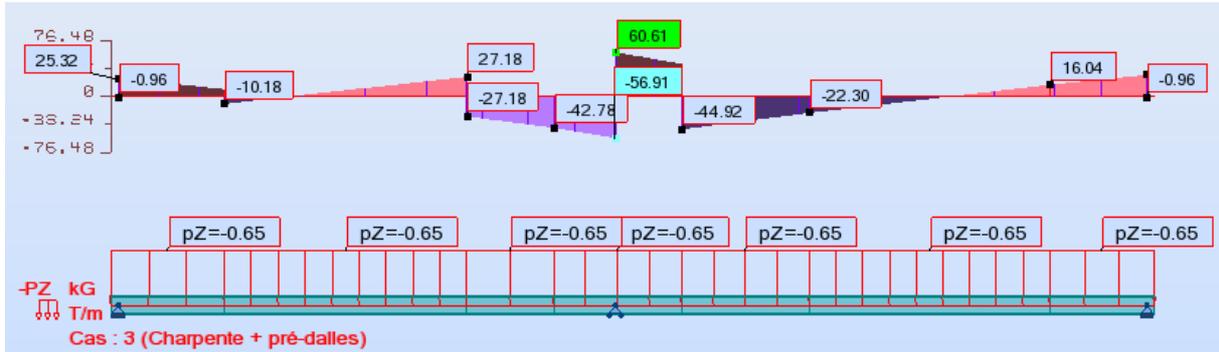
Poutre Pt2 : $T_{max} = 55,22t$



Poutre Pt3 : $T_{max} = 62,68t$

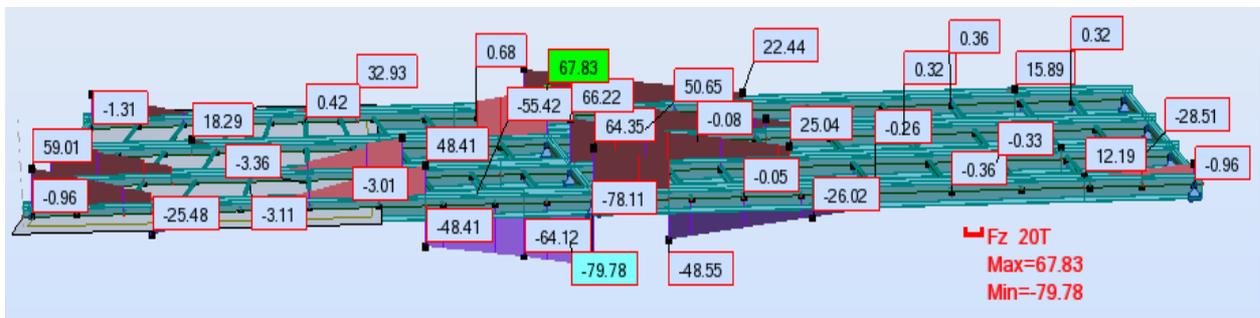


🏗️ Poutre Pt4 : $T_{max} = 60,61t$

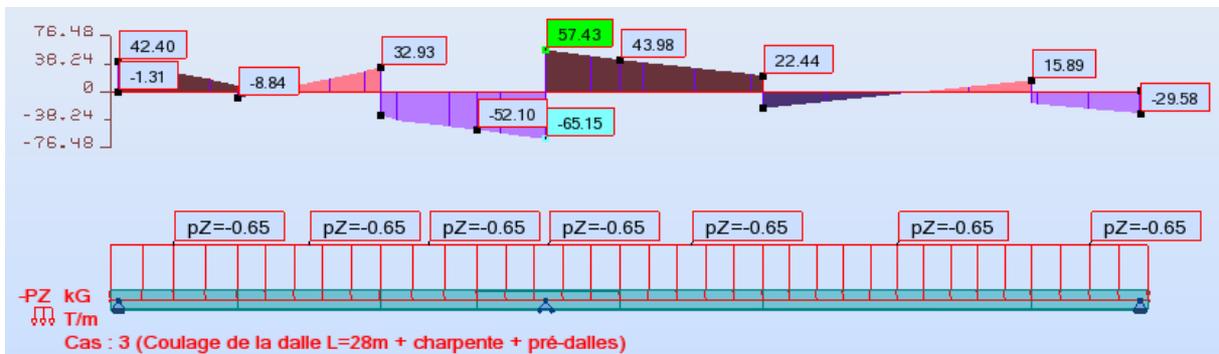


Diagrammes des efforts tranchant de la phase

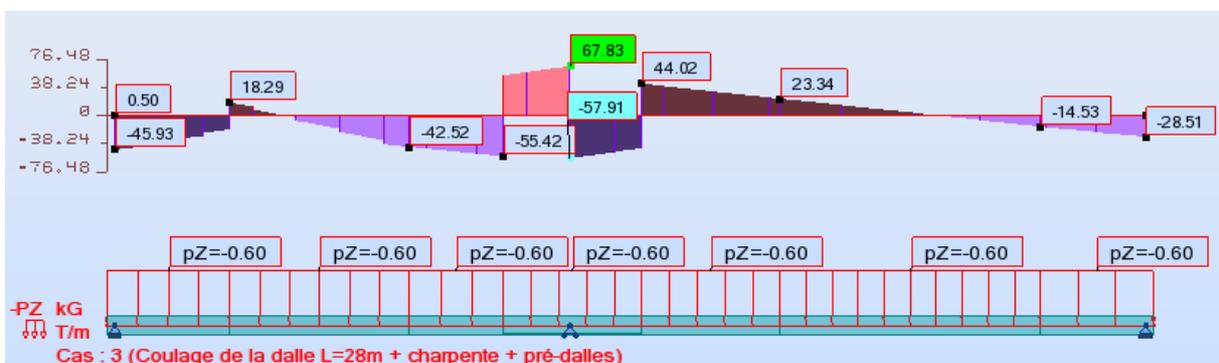
Phase 2 : Le coulage de la dalle de la travée C0B-P1 :



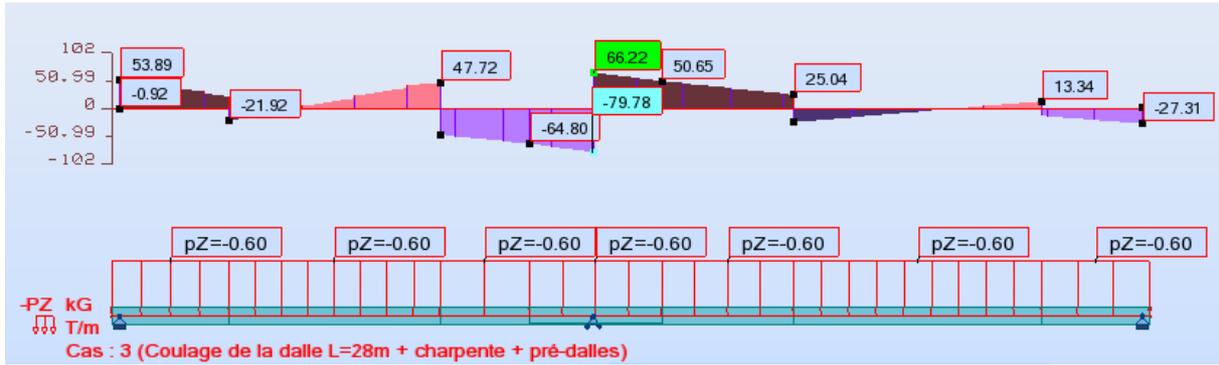
🏗️ Poutre Pt1 : $T_{max} = 65,15t$



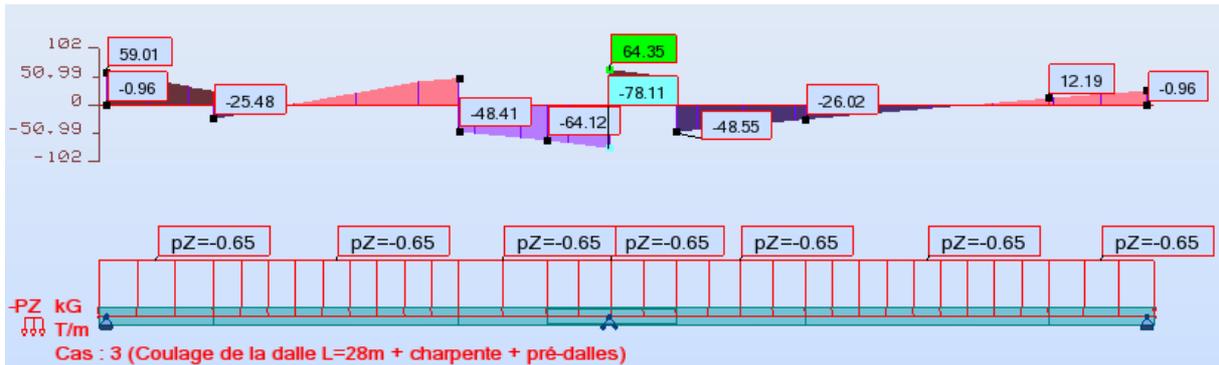
🏗️ Poutre Pt2 : $T_{max} = 67,83t$



📏 Poutre Pt3 : $T_{max} = 79,78t$

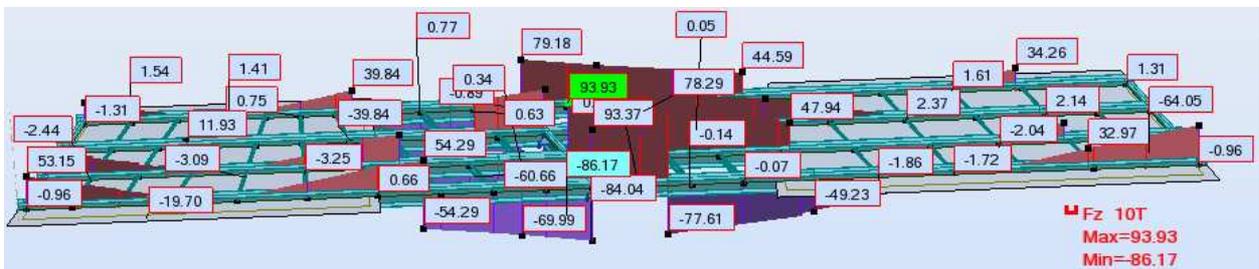


📏 Poutre Pt4 : $T_{max} = 78,11t$

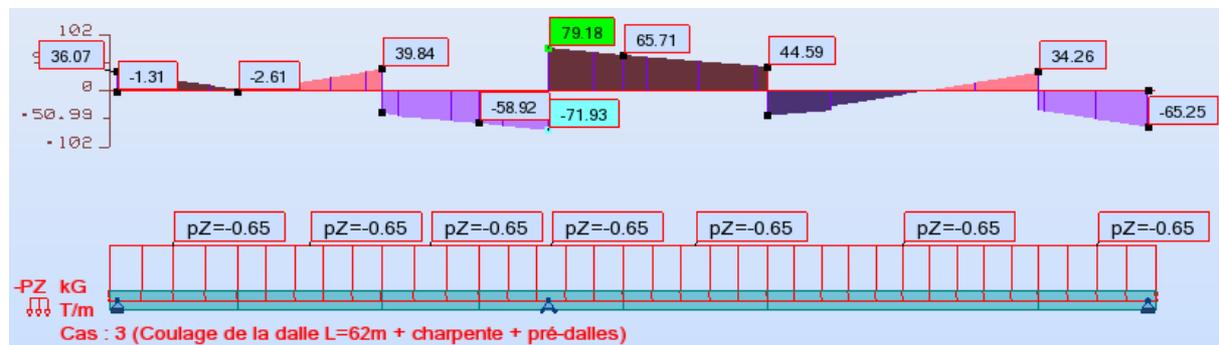


Diagrammes des efforts tranchant de la phase 2.

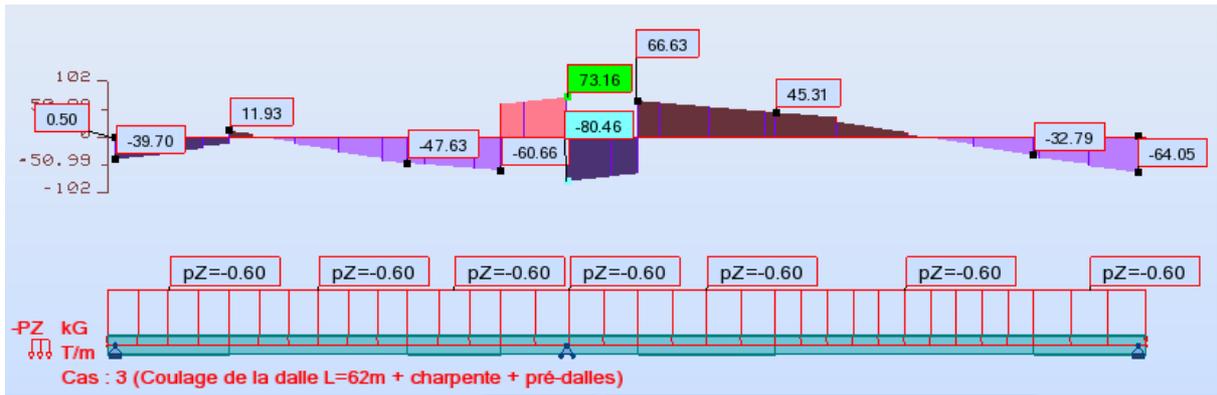
Phase 3 : Le coulage de la dalle de la travée P1-C2 :



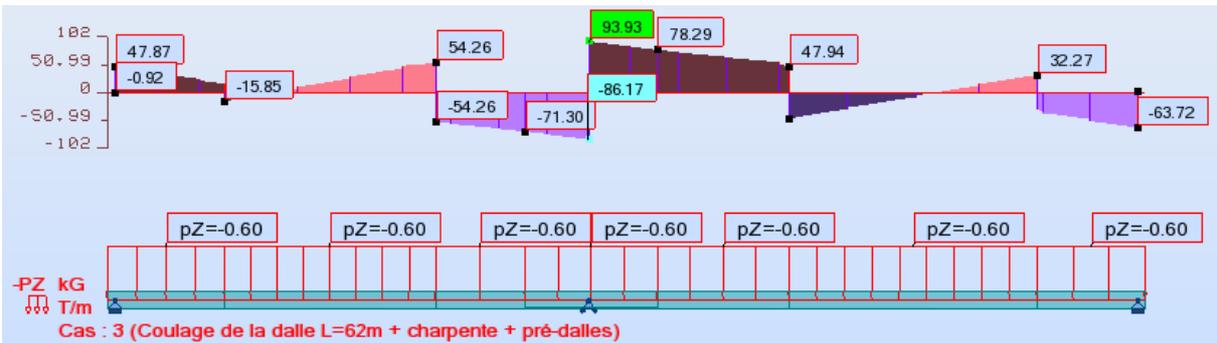
📏 Poutre Pt1 : $T_{max} = 79,18t$



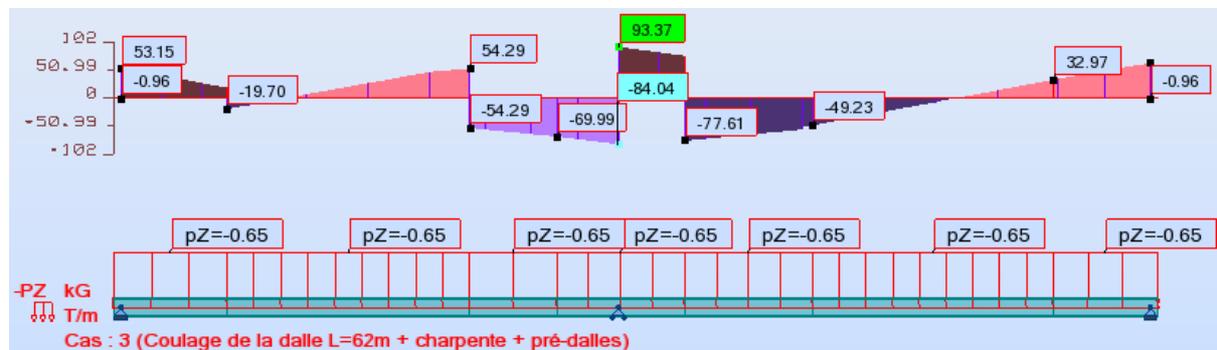
📍 Poutre Pt2 : $T_{max} = 80,46t$



📍 Poutre Pt3 : $T_{max} = 93,93t$

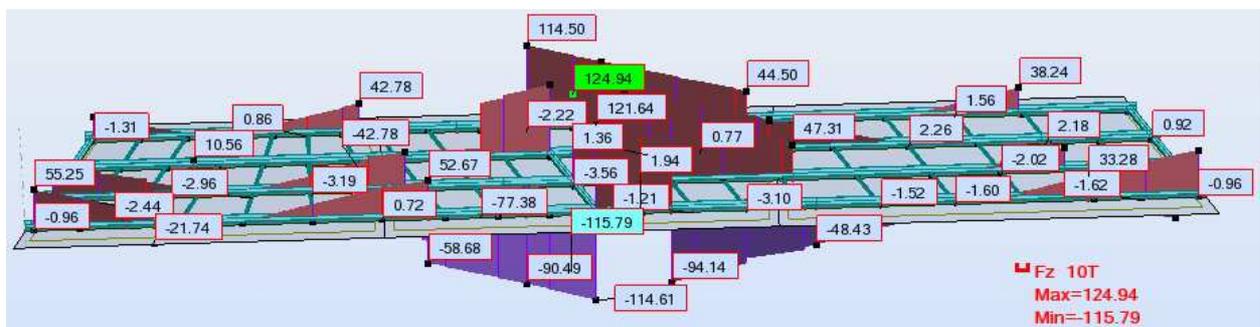


📍 Poutre Pt4 : $T_{max} = 93,37t$

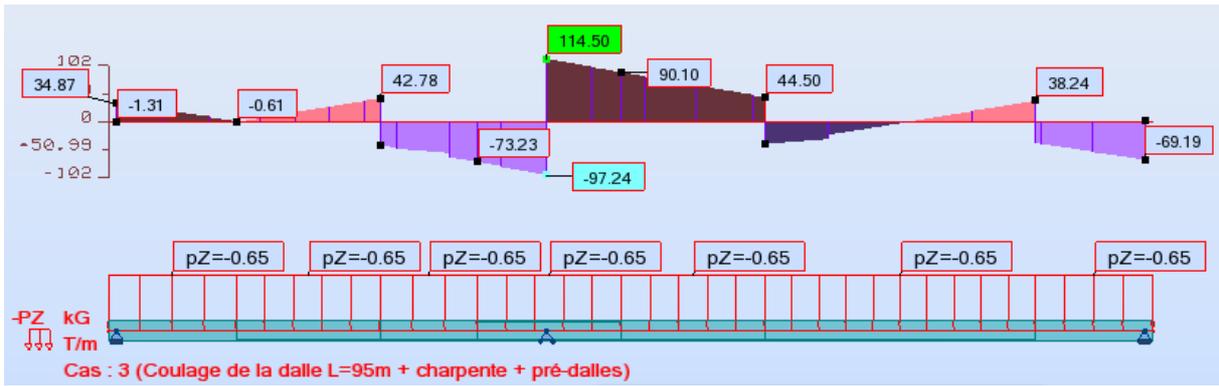


Diagrammes des efforts tranchant de la phase 3.

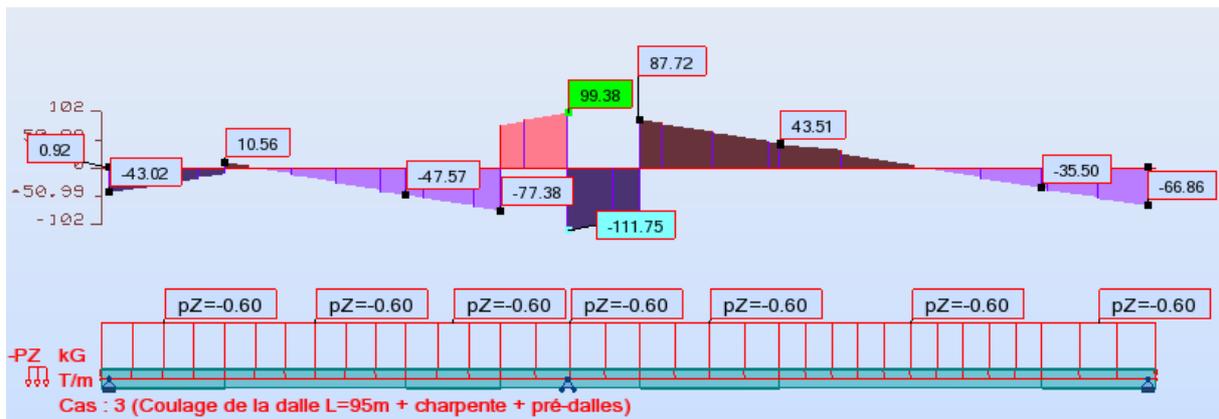
Phase 4 : Le coulage de la dalle en zone d'appui P1 :



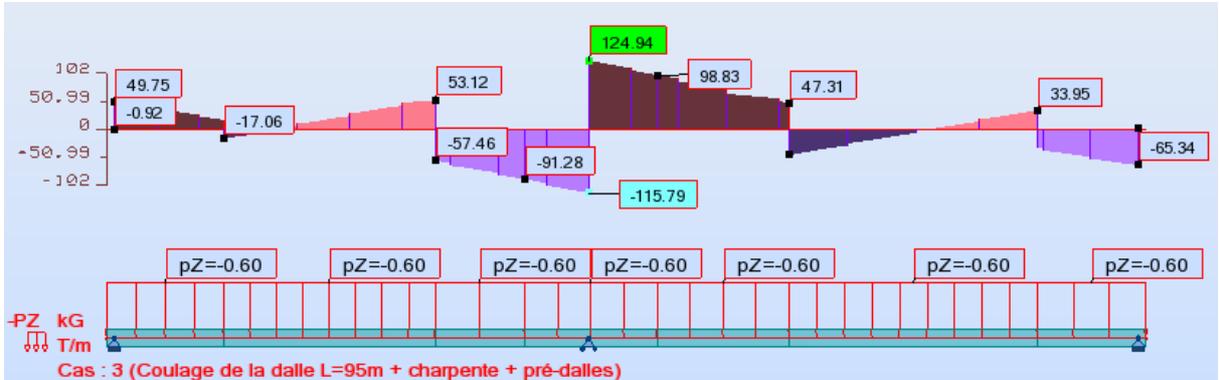
📍 Poutre Pt1 : $T_{max} = 114,50t$



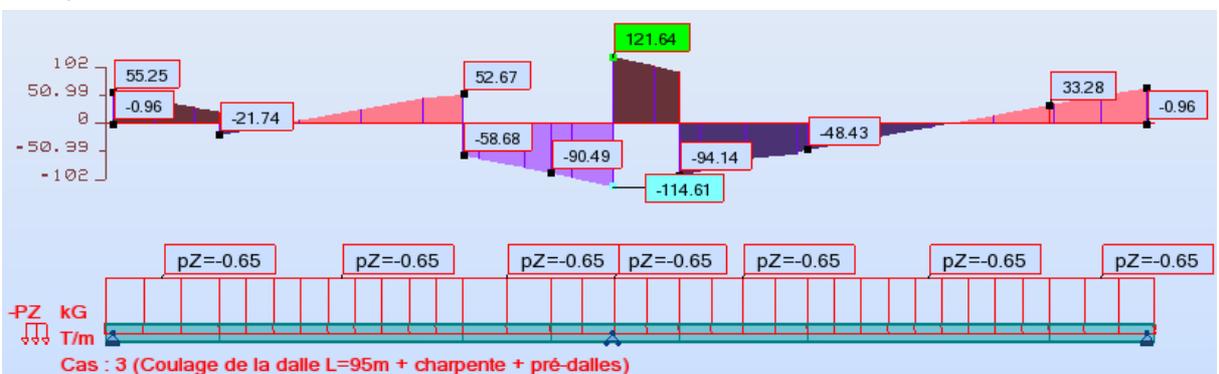
📍 Poutre Pt2 : $T_{max} = 111,75t$



📍 Poutre Pt3 : $T_{max} = 124,94t$



📍 Poutre Pt4 : $T_{max} = 121,64t$



Diagrammes des efforts tranchant de la phase 4.

Annexe II

Annexe II : Analyse en phase de service - sollicitation du moment fléchissant

Cas de charge : Charge permanente CP $M_{\max} = 0.63 \text{ t.m}$; $M_{\min} = -1.81 \text{ t.m}$

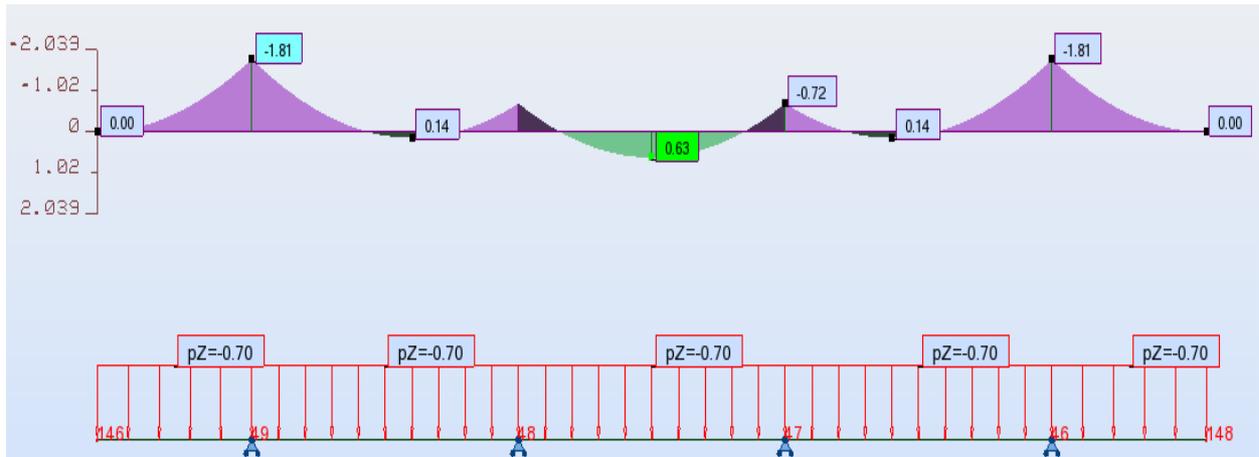


Diagramme du moment fléchissant du CP.

Cas de charge : Charge permanente complémentaire CCP

$M_{\max} = 0.76 \text{ t.m}$; $M_{\min} = -3.68 \text{ t.m}$

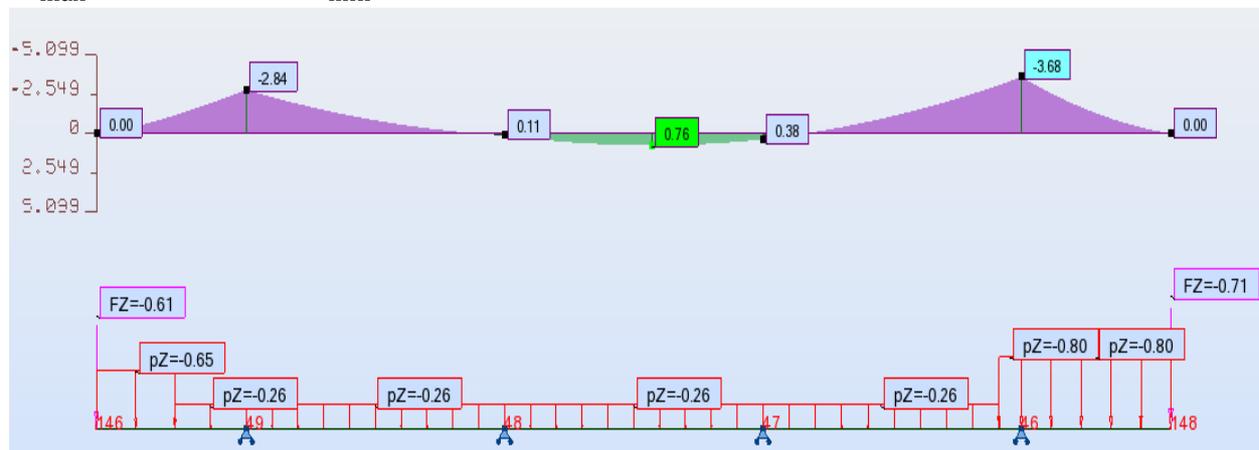


Diagramme du moment fléchissant du CCP.

Cas de charge : Surcharge A (3 voies chargées) $M_{\max} = 1.05 \text{ t.m}$; $M_{\min} = -1.38 \text{ t.m}$

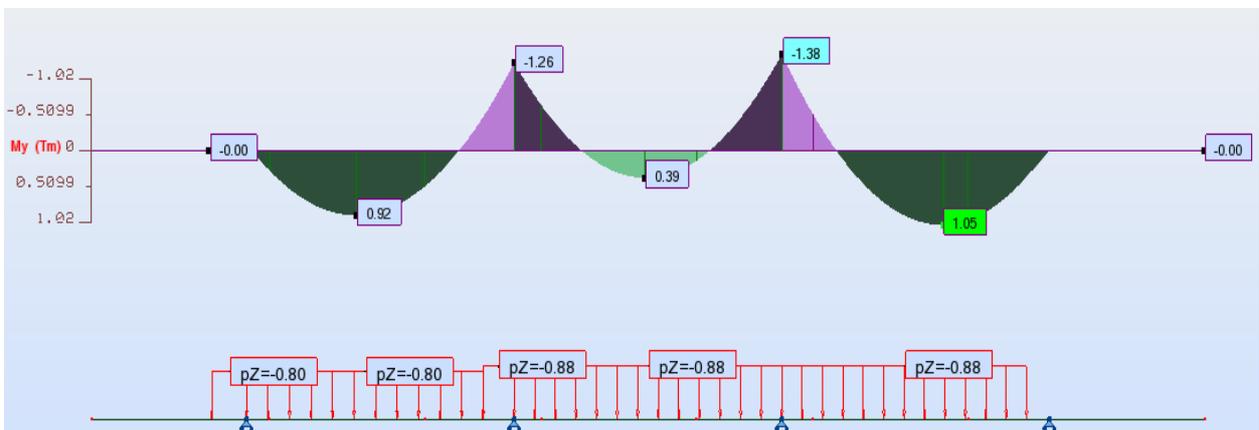


Diagramme du moment fléchissant du au surcharge A.

Annexe II : Analyse en phase de service - sollicitation du moment fléchissant

Cas de charge : Charge Bc $M_{\max} = 4.23 \text{ t.m}$; $M_{\min} = -4.79 \text{ t.m}$

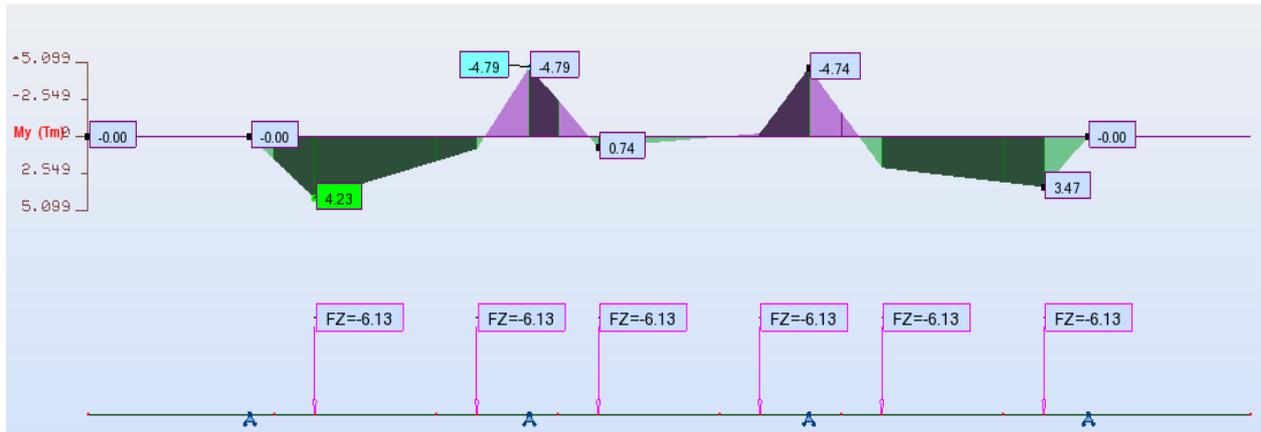


Diagramme du moment fléchissant du au charge BC.

Cas de charge : Charge Mc120 $M_{\max} = 5.09 \text{ t.m}$; $M_{\min} = -4.92 \text{ t.m}$

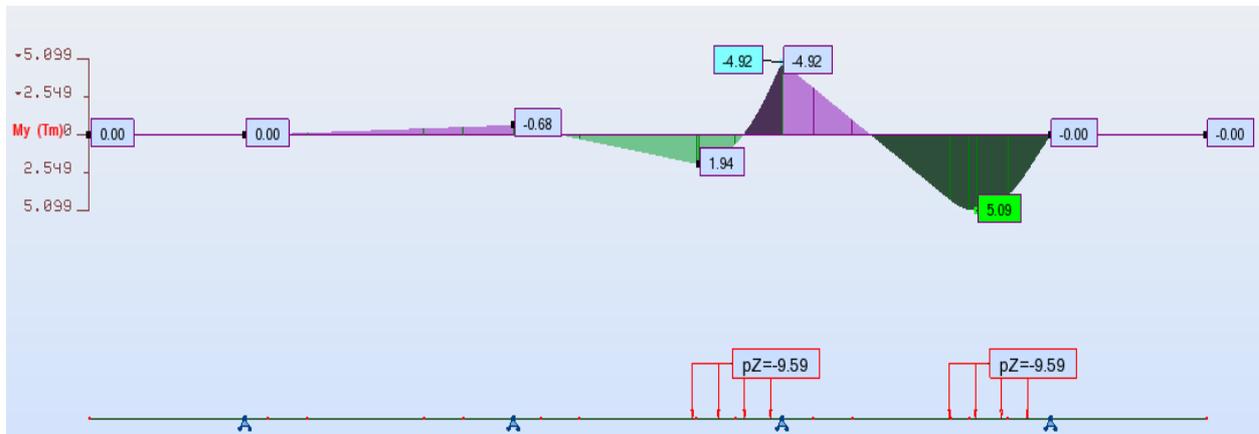


Diagramme du moment fléchissant du au charge Mc120.

Cas de charge : Charge D240 $M_{\max} = 17.60 \text{ t.m}$; $M_{\min} = -13.02 \text{ t.m}$

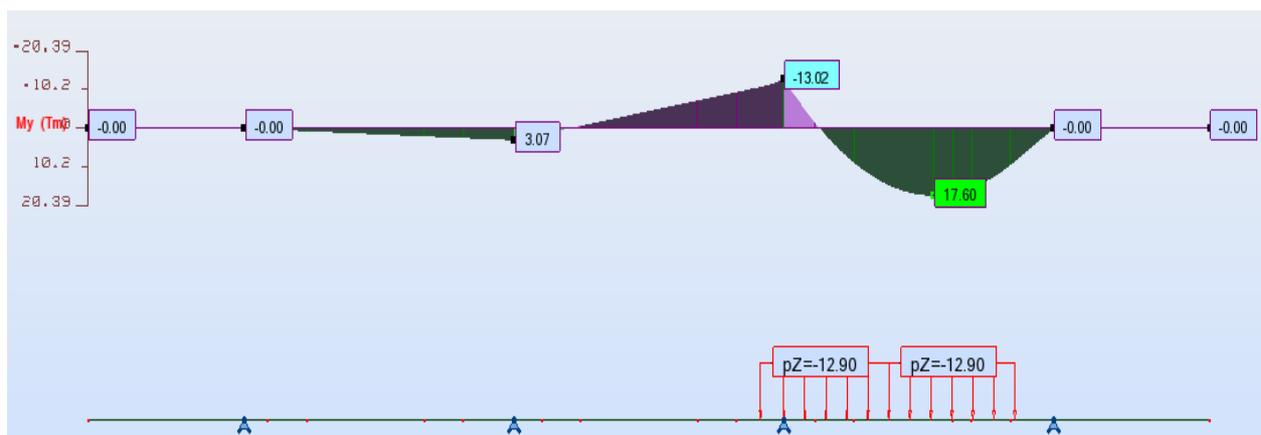


Diagramme du moment fléchissant du au charge D240.

Annexe II : Analyse en phase de service - sollicitation de l'effort tranchant

Cas de charge : Charge permanente CP $T_{max} = 1,65 \text{ t}$

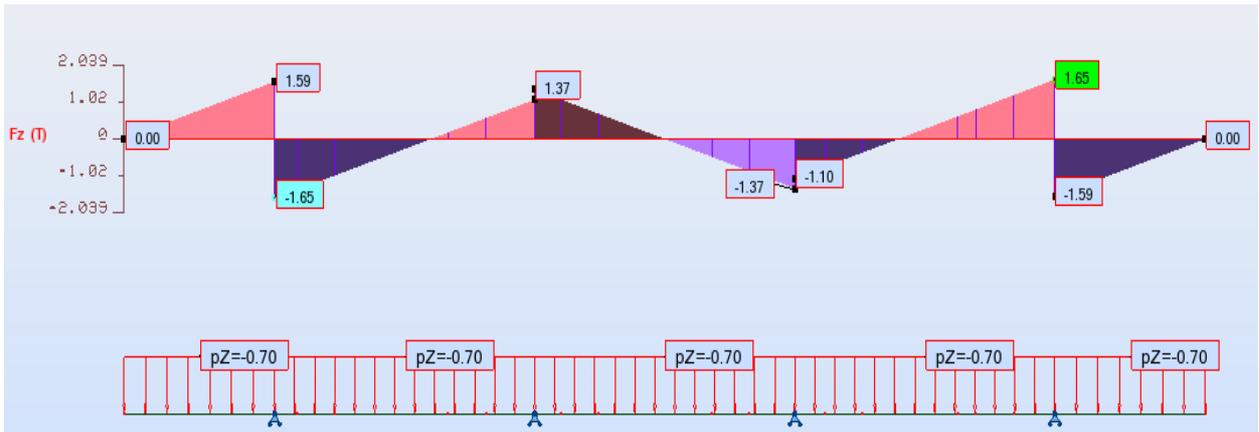


Diagramme de l'effort tranchant du CP.

Cas de charge : Charge permanente complémentaire CCP $T_{max} = 2,53 \text{ t}$

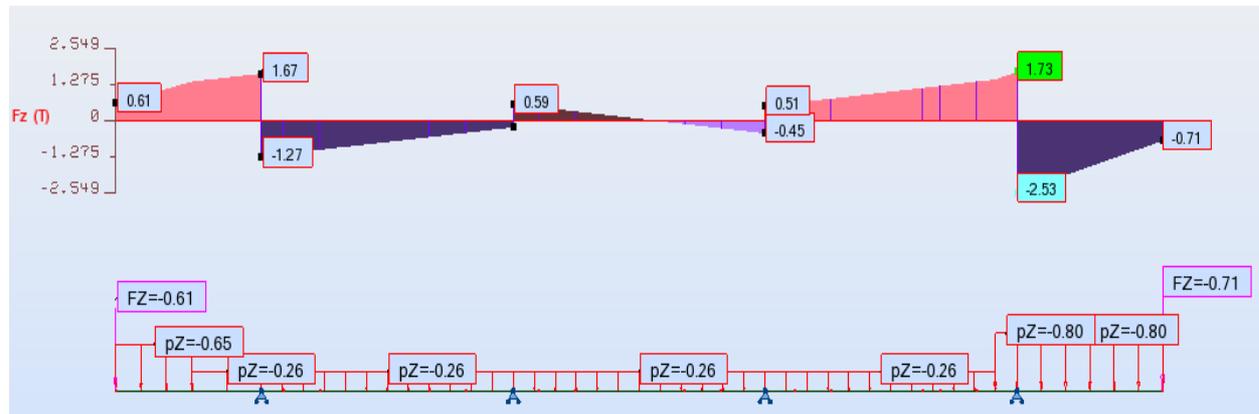


Diagramme de l'effort tranchant du CCP.

Cas de charge : Surcharge A (3 voies chargées) $T_{max} = 2,06 \text{ t}$

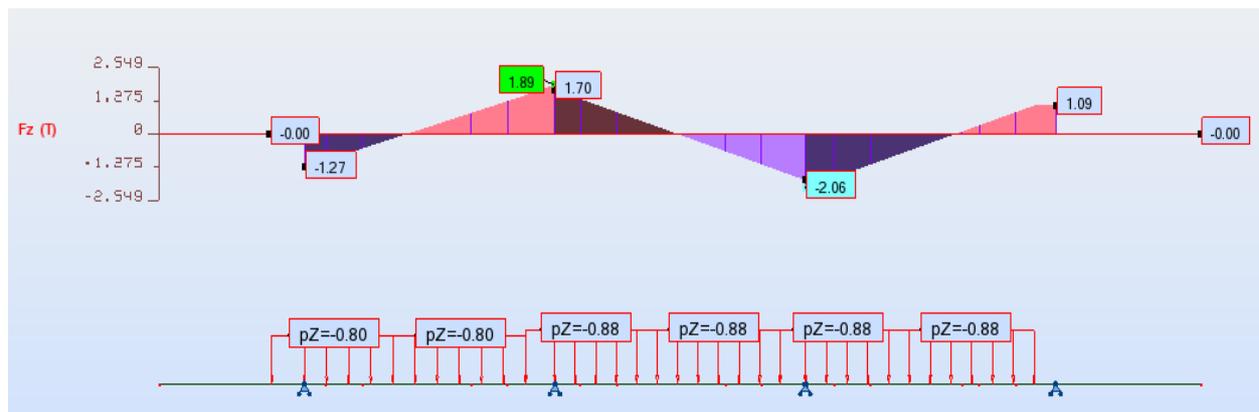


Diagramme de l'effort tranchant du au surcharge A.

Annexe II : Analyse en phase de service - sollicitation de l'effort tranchant

Cas de charge : Charge Bc $T_{max} = 7,62 \text{ t}$

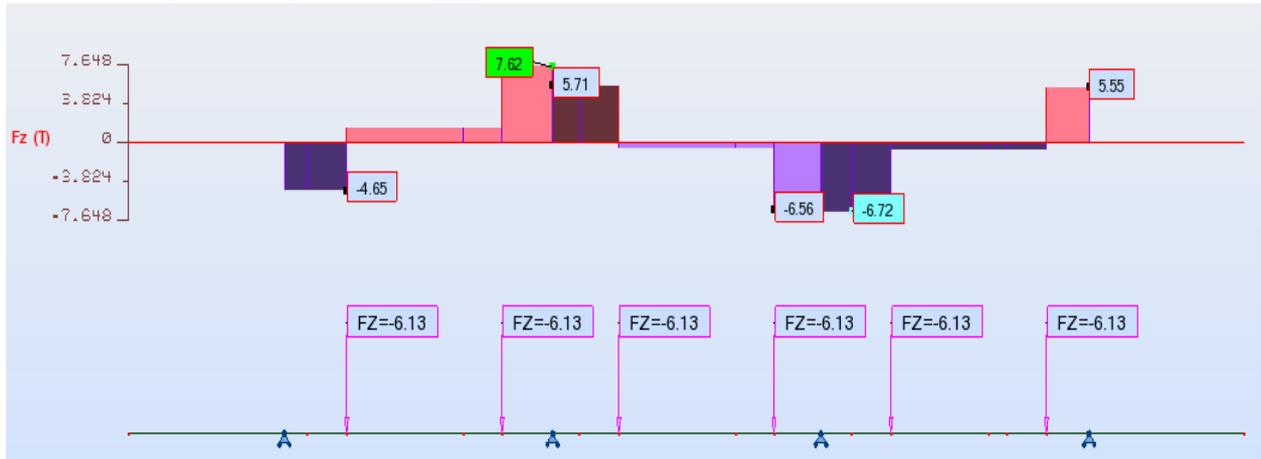


Diagramme de l'effort tranchant du au charge BC.

Cas de charge : Charge Mc120 $T_{max} = 9,95 \text{ t}$

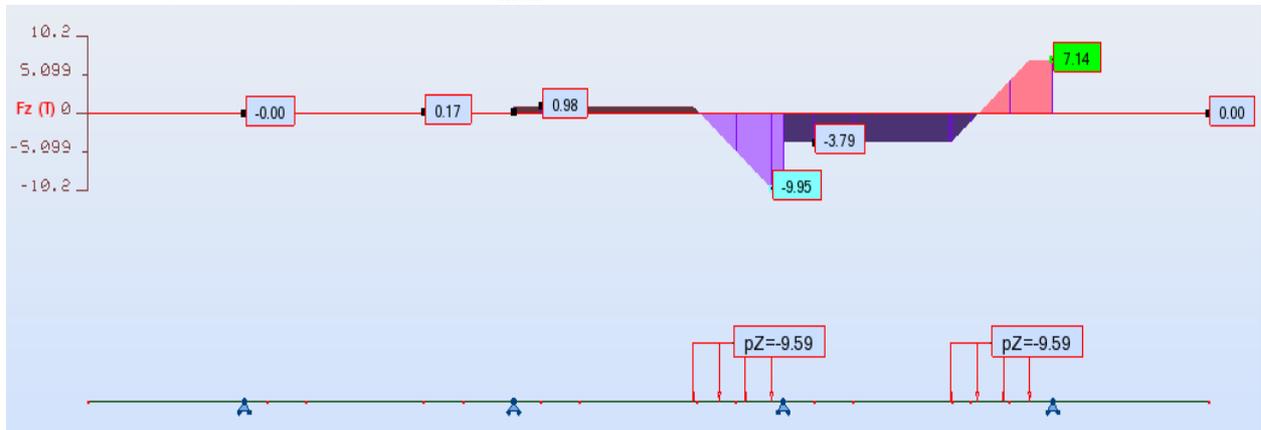


Diagramme de l'effort tranchant du au charge Mc120.

Cas de charge : Charge D240 $T_{max} = 28,11 \text{ t}$

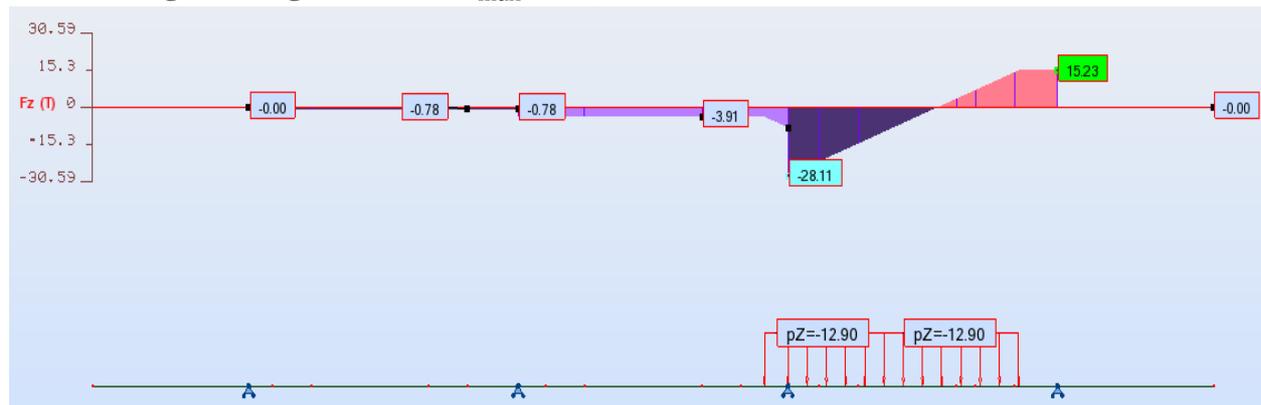


Diagramme de l'effort tranchant du au charge D240.

Annexe III

Annexe III : Analyse en phase de service - sollicitation du moment fléchissant à L'ELS.

Combinaison de charge N°6 : $G + 1,2[A(L) + ST]$



Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison N°6.

Combinaison de charge N°8 : $G + M_{C120}$

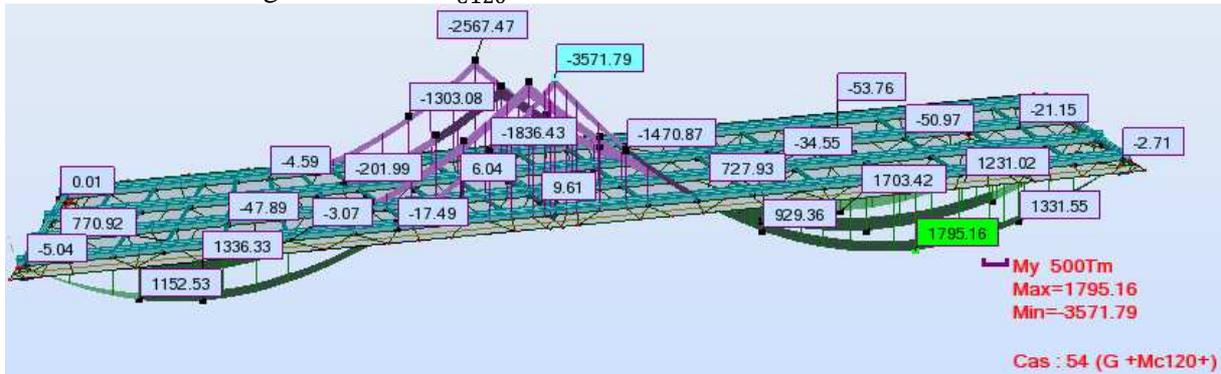


Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison N°8.

Combinaison de charge N°10 : $G + 1,2[A(L) + ST] + 0,5\Delta T$

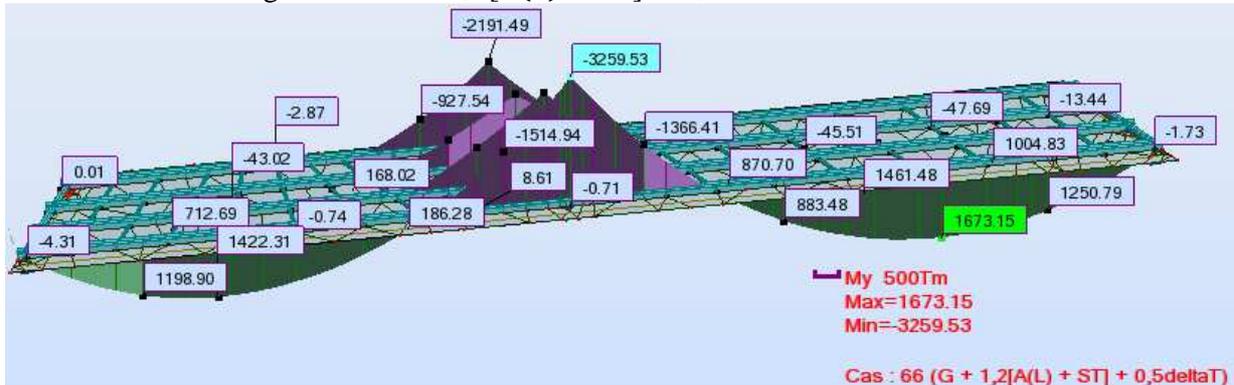


Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison N°10.

Combinaison de charge N°12 : $G + M_{C120} + 0,5\Delta T$



Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison N°12.

Combinaison de charge N°13 : $G + D_{240} + 0,5\Delta T$

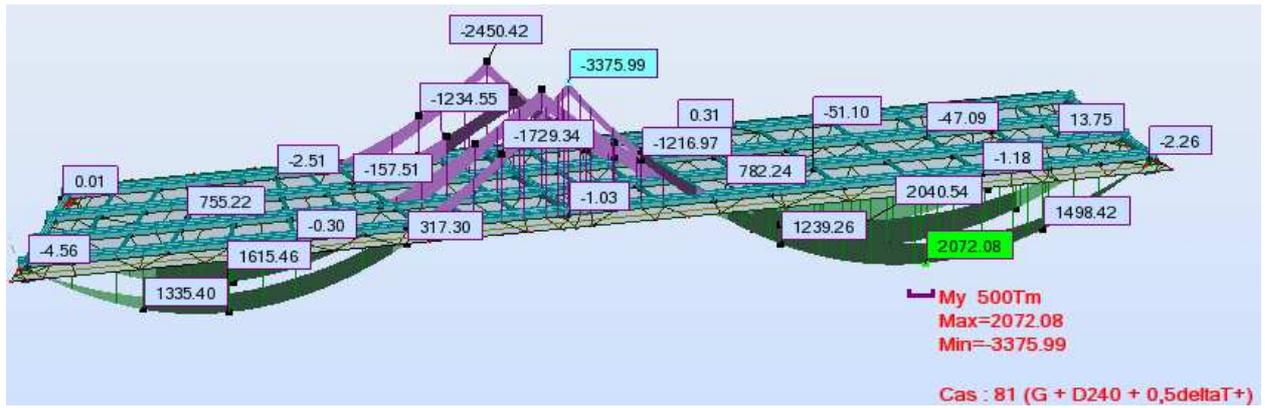


Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison N°13.

Annexe III : Analyse en phase de service - sollicitation du l'effort tranchant à L'ELS.

Combinaison de charge N°6 : $G + 1,2[A(L) + ST]$

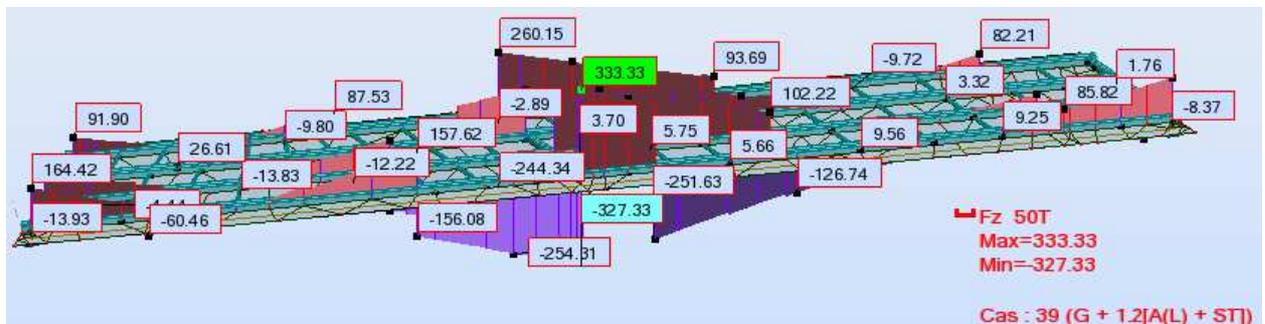


Diagramme du l'effort tranchant sous la combinaison N°6.

Combinaison de charge N°8 : $G + M_{C120}$

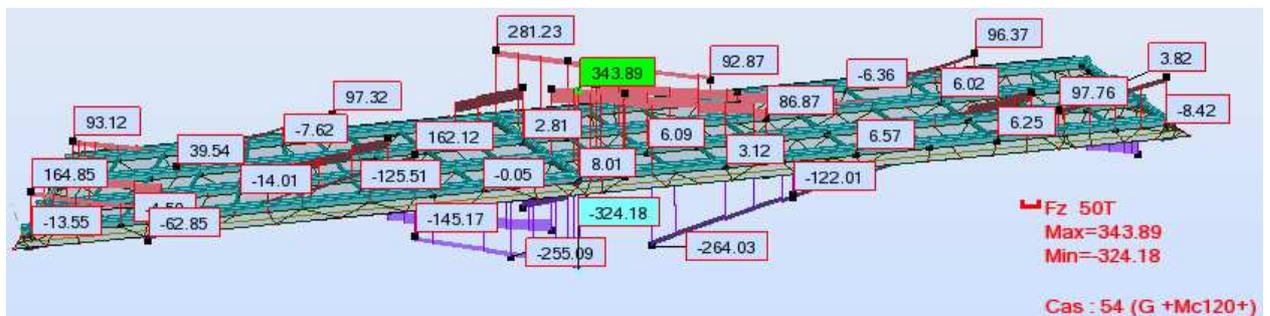


Diagramme du l'effort tranchant sous la combinaison N°8.

Combinaison de charge N°10 : $G + 1,2[A(L) + ST] + 0,5\Delta T$



Diagramme du l'effort tranchant sous la combinaison N°10.

Combinaison de charge N°12 : $G + M_{C120} + 0,5\Delta T$

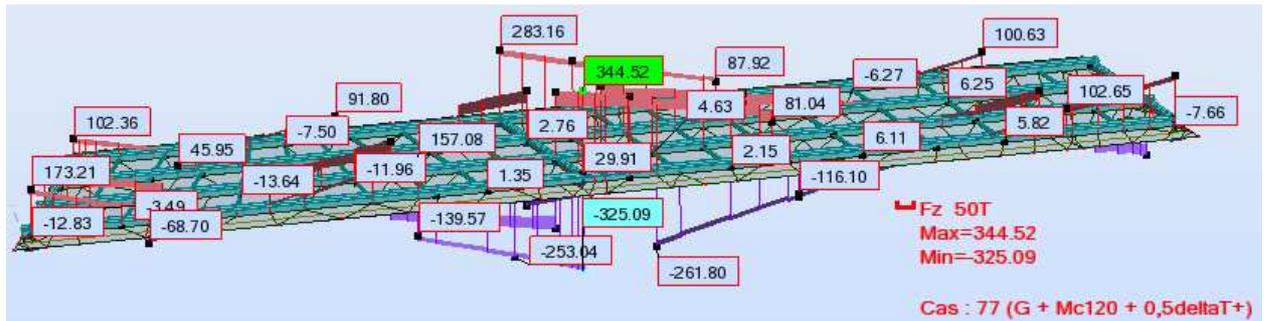


Diagramme du l'effort tranchant sous la combinaison N°12.

Combinaison de charge N°13 : $G + D_{240} + 0,5\Delta T$



Diagramme du l'effort tranchant sous la combinaison N°13.

Annexe III : Analyse en phase de service - sollicitation du moment fléchissant à L'ELU.

Combinaison de charge N°3 : $1,35G + 1,35M_{C120}$

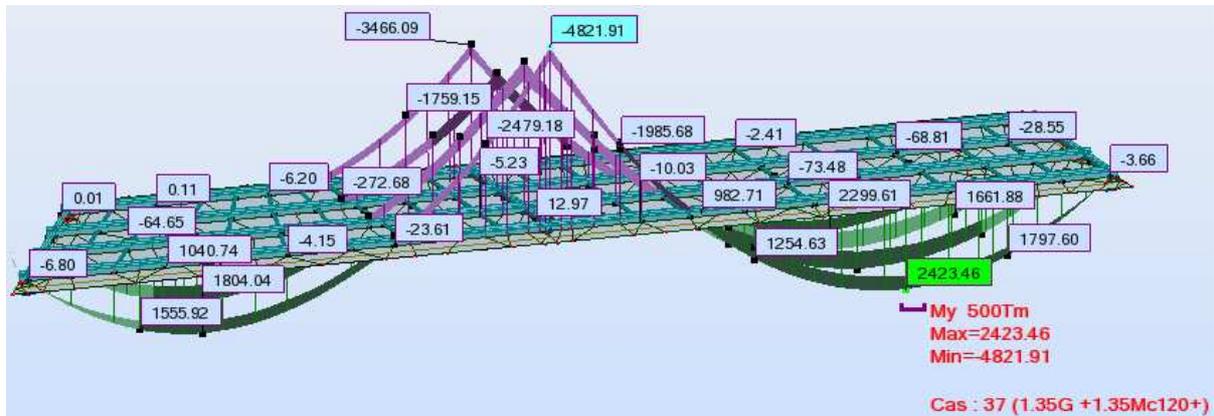


Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison N°3.

Combinaison de charge N°4 : $1,35G + 1,35D_{240}$

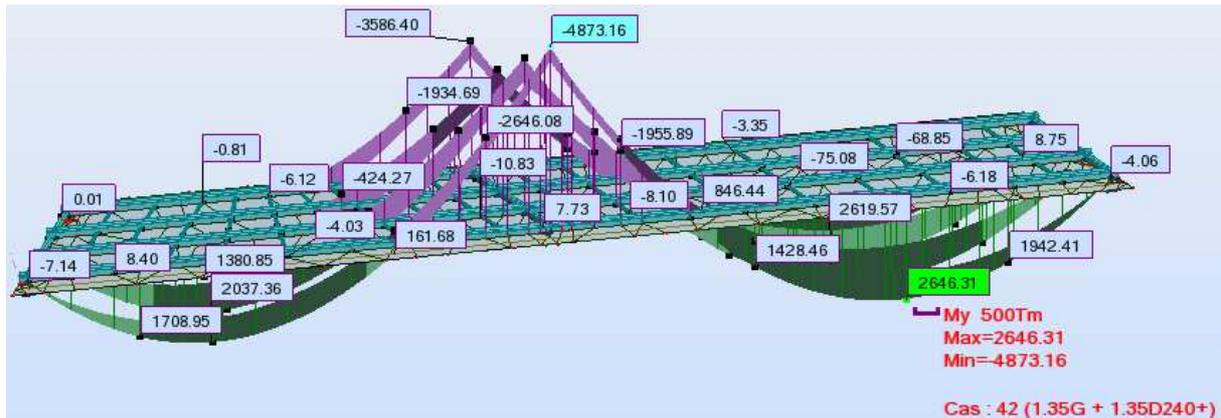


Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison N°4.

Combinaison de charge N°5 : $1,35G + 1,35W$

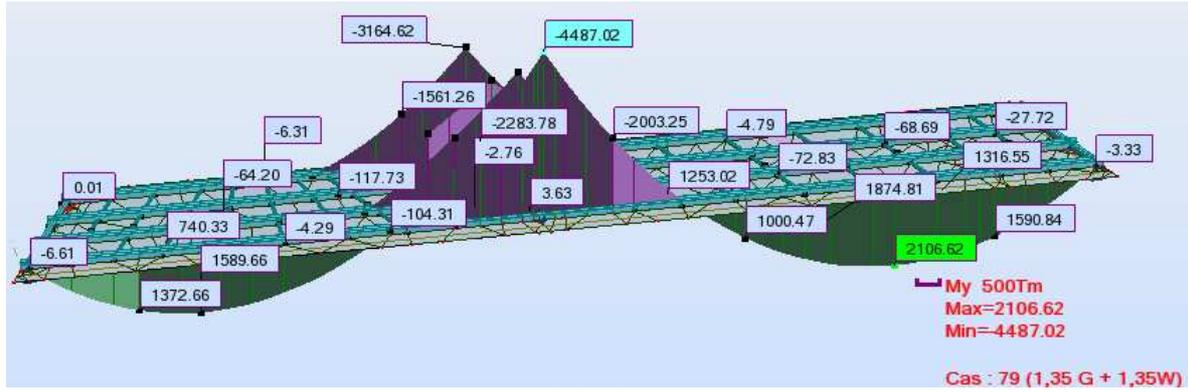


Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison N°5.

Annexe III : Analyse en phase de service – sollicitation l'effort tranchant à L'ELU.

Combinaison de charge N°3 : $1,35G + 1,35M_{C120}$

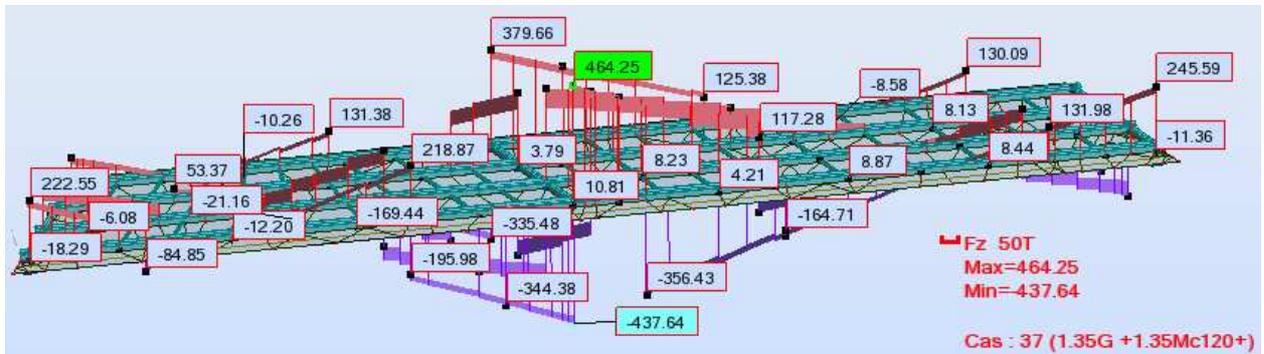


Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison N°3.

Combinaison de charge N°4 : $1,35G + 1,35D_{240}$

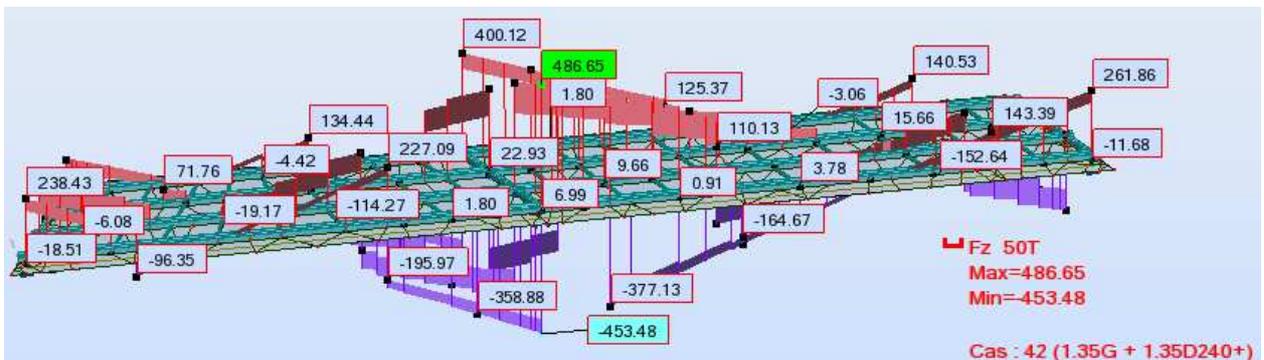


Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison N°4.

Combinaison de charge N°5 : $1,35G + 1,35W$

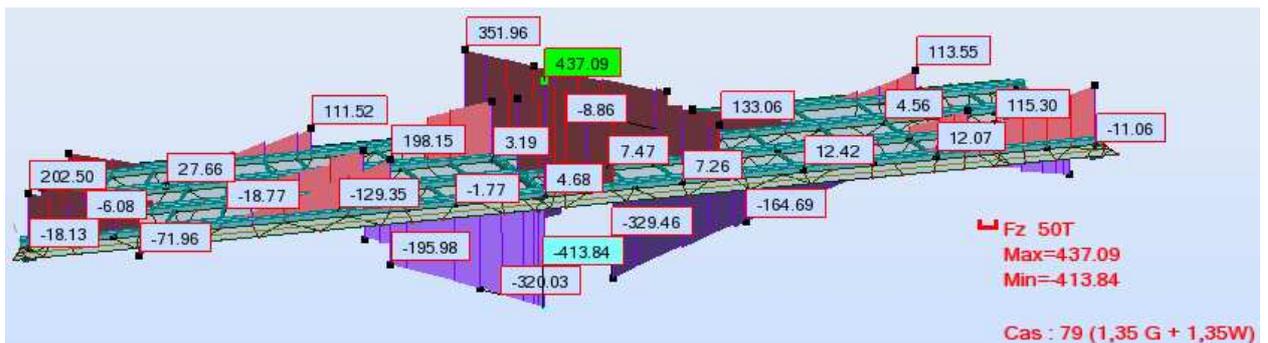


Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison N°5.

Annexe IV

Annexe IV : Analyse des flèches

Combinaison défavorable : $1,35G + 1,6[Bc + ST]$

Poutre Pt1 :

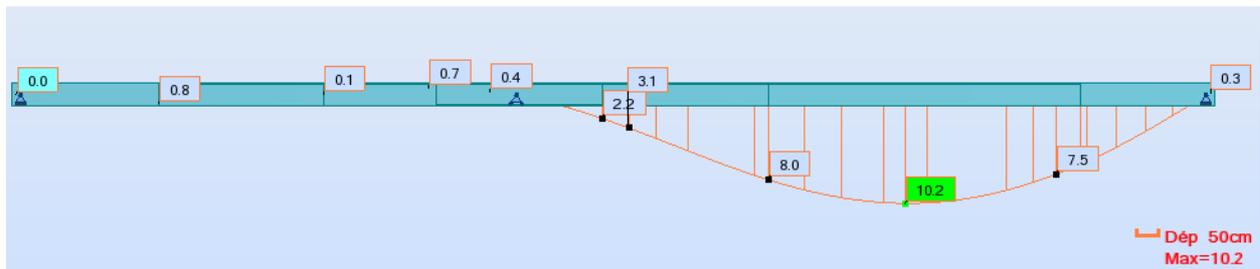


Diagramme de la flèche.

Poutre Pt2 :

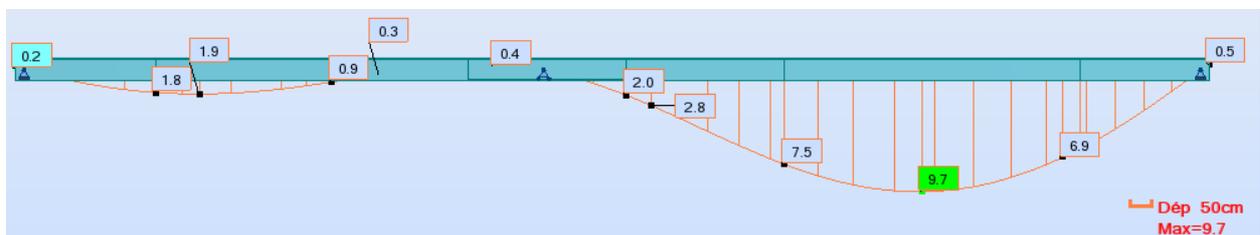


Diagramme de la flèche.

Poutre Pt3 :

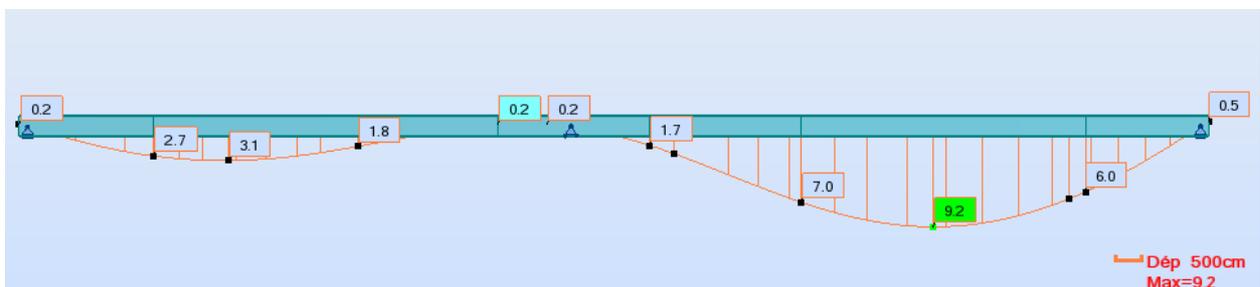


Diagramme de la flèche.

Poutre Pt4 :

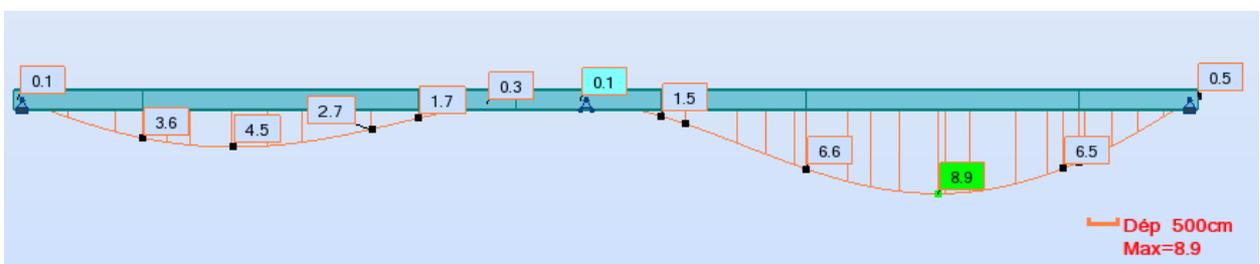
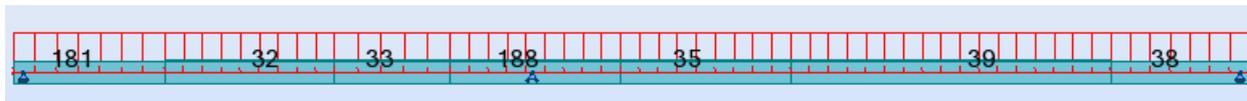


Diagramme de la flèche.

Annexe IV : Analyse des contres flèches

Combinaison défavorable : $1,35G + 1,6[Bc + ST]$

Poutre Pt1 :



Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]
Valeur actuelle	-0.8	Valeur actuelle	0.0	Valeur actuelle	0.7
pour la barre :	181	pour la barre :	32	pour la barre :	188
dans le point :	x=10.38 [m]	dans le point :	x=1.14 [m]	dans le point :	x=0.62 [m]
Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]		
Valeur actuelle	0.0	Valeur actuelle	-10.2		
pour la barre :	188	pour la barre :	39		
dans le point :	x=5.97 [m]	dans le point :	x=11.89 [m]		

Distances des contre flèches

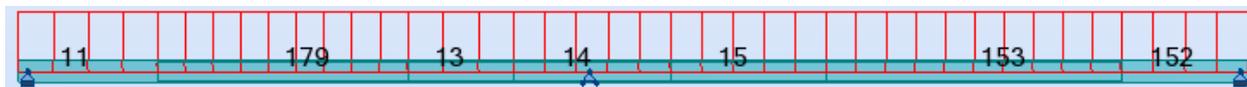
Poutre Pt2 :



Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]
Valeur actuelle	-1.9	Valeur actuelle	0.0	Valeur actuelle	0.4
pour la barre :	19	pour la barre :	20	pour la barre :	20
dans le point :	x=4.57 [m]	dans le point :	x=3.70 [m]	dans le point :	x=8.20 [m]
Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]		
Valeur actuelle	0.0	Valeur actuelle	-9.7		
pour la barre :	28	pour la barre :	30		
dans le point :	x=6.63 [m]	dans le point :	x=11.70 [m]		

Distances des contre flèches

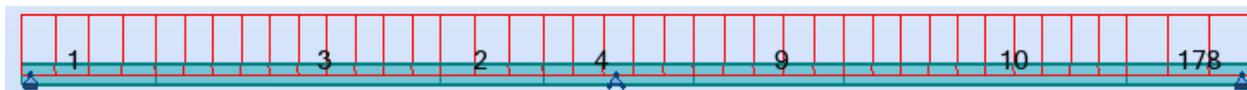
Poutre Pt3 :



Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]
Valeur actuelle	-3.1	Valeur actuelle	0.0	Valeur actuelle	0.3
pour la barre :	179	pour la barre :	13	pour la barre :	14
dans le point :	x=13.49 [m]	dans le point :	x=6.53 [m]	dans le point :	x=2.87 [m]
Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]		
Valeur actuelle	0.0	Valeur actuelle	-9.2		
pour la barre :	14	pour la barre :	153		
dans le point :	x=5.76 [m]	dans le point :	x=11.66 [m]		

Distances des contre flèches

Poutre Pt4 :



Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]
Valeur actuelle	-4.5	Valeur actuelle	0.0	Valeur actuelle	0.2
pour la barre :	3	pour la barre :	4	pour la barre :	4
dans le point :	x=15.12 [m]	dans le point :	x=0.60 [m]	dans le point :	x=3.47 [m]
Barre / Point [m]	UZ [cm]	Barre / Point [m]	UZ [cm]		
Valeur actuelle	0.0	Valeur actuelle	-8.9		
pour la barre :	4	pour la barre :	10		
dans le point :	x=5.76 [m]	dans le point :	x=10.77 [m]		

Distances des contre flèches

Nom du document : PFE 2010-2011 Binome MOKRANI_BOUDEBA.docx
Répertoire : C:\Documents and Settings\Administrateur\Bureau\Dossier à rendre
Modèle : C:\Documents and Settings\Administrateur\Application
Data\Microsoft\Templates\Normal.dotm
Titre :
Sujet :
Auteur : p
Mots clés :
Commentaires :
Date de création : 01/07/2011 22:41:00
N° de révision : 82
Dernier enregistr. le : 02/07/2011 23:50:00
Dernier enregistrement par : p
Temps total d'édition : 341 Minutes
Dernière impression sur : 02/07/2011 23:54:00
Tel qu'à la dernière impression
Nombre de pages : 158
Nombre de mots : 28 921 (approx.)
Nombre de caractères : 159 068 (approx.)