

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون



École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en
Travaux Publics

Filière : Travaux Publics.
Spécialité : Matériaux & Structures.

Thème

Conception et étude d'un Viaduc de la Quatrième
Rocade d'Alger du PK : 26+827 au PK 27+036

Présenté par :

GASMI Mohamed wassim.
BELKACEMI Imad-eddine.

Encadré par :

Mr. BELAOURA Mebark.
Enseignant à l'ENSTP.

Promotion 2021/2022

Remerciement

Je remercie avant tout Allah de m'avoir gardé en bonne santé toute cette période afin de mener à bien ce projet de fin d'études. La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je désire remercier mon encadreur Mr.BELAOURA enseignant ENSTP, qui m'a fourni les outils et documents nécessaires à la recherche qui m'a beaucoup aidé lors de la réalisation de ce modeste travail.

Je remercie également toute l'équipe pédagogique de l'ENSTP et les intervenants professionnels responsables de ma formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Je souhaite aussi remercier les membres du jury d'avoir honoré ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et ça en commençant par l'ingénieur chef de mission BOUKHATEM et mon maître de stage, Mr. Djamel, Ingénieur chef de projet, pour son accueil, le temps passé ensemble et le partage de son expertise au quotidien. Il fut d'une aide précieuse.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Sans oublier mes deux sœurs, pour leurs encouragements et soutiens pendant toute cette période.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Dédicace

*A mes chers parents,
Pour leurs sacrifices, leur disponibilité et leur soutien tout au
long de mon parcours universitaire*

*A mes sœurs :
Yasmine et Hadjer
Pour leur appui et leur encouragement,*

*À mes meilleurs amis :
Abdenmour, Foudhil, Mossab, Hamid, Abdou, Imade, Warda,
Meriem, Farah, Kenza.*

À l'ensemble des étudiants de ma promotion

*À tout le corps administratif de l'école qui m'a soutenu :
M^{me} Amina, M^{me} Nihad, M^{me} Hadjira, Mr Soufiane, Mr
FEDGHOUCHE*

*Sans oublier tous les enseignants de mon école qui ont
grandement contribué à ma formation.*

*Ce modeste travail, ce mémoire de fin d'études, accomplissement
d'un cursus qui a duré cinq années d'efforts, de labeur, de
persévérance, leur est dédié.*

GASMI

I want to grace my parents, who have forged and sacrificed in this life just to see their son successful and virtuous. In addition, I want to thank my siblings and my extended family who have been by my side. Without forgetting my dearest friends Samy, Abdou, Karim, Zino, Wassim, and Anis

BELKACEMI

Table des matières

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | Conception et Pré-dimensionnement | 1 |
| 1.1 | Introduction | 1 |
| 1.2 | Variante 1 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués | 1 |
| 1.2.1 | Conception Longitudinale | 2 |
| 1.2.2 | Découpage des Voussoirs | 3 |
| 1.2.3 | Conception Transversale | 3 |
| 1.3 | Variante 2 : Pont à Poutres Préfabriquées Précontraintes par post-tension VIPP | 5 |
| 1.3.1 | Principe de Construction | 6 |
| 1.3.2 | Domaine d'emploi | 6 |
| 1.3.3 | Pré-dimensionnement suivant Guide SETRA : | 7 |
| 1.4 | Variante 3 : Pont Mixte Bipoutre | 11 |
| 1.4.1 | Généralités | 11 |
| 1.4.2 | Morphologie Transversale | 11 |
| 1.4.3 | Conception longitudinale | 12 |
| 1.4.4 | Conception transversale | 13 |
| 1.4.5 | Conception des Entretoises | 14 |
| 1.4.6 | Choix de la Nuance d'Acier | 15 |
| 1.4.7 | La connexion entre la Dalle et la Charpente Métallique | 15 |
| 1.5 | Analyse multi-critères des variantes | 15 |
| 1.5.1 | Variante 1 :Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs | 15 |
| 1.5.2 | Variante 2 :Pont à Poutre Préfabriquées Précontraintes par Post-Tension VIPP | 16 |
| 1.5.3 | Variante 3 :Pont Mixte Bi-poutre | 16 |
| 1.5.4 | Conclusion | 16 |
| 1.6 | DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUE DU TABLIER : | 17 |
| 1.6.1 | Caractéristiques géométriques de la section médiane : | 18 |
| 1.6.2 | Caractéristiques géométriques de la section d'about : | 19 |
| 2 | Présentation et Hypothèse de calcul | 20 |
| 2.1 | Présentation du Projet | 20 |
| 2.2 | Zone du projet | 20 |
| 2.3 | Normes et Règlements | 21 |
| 2.4 | Matériaux | 21 |
| 2.4.1 | Le béton | 21 |
| 2.4.2 | Résistance du béton : | 22 |
| 2.4.3 | La résistance caractéristique à la <u>compression</u> | 22 |
| 2.4.4 | La résistance caractéristique à la <u>traction</u> | 22 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 2.5 | Contraintes admissibles du béton : | 22 |
| 2.5.1 | Contrainte admissible à la <u>compression</u> : | 22 |
| 2.5.2 | Contrainte admissible à la <u>traction</u> : | 23 |
| 2.6 | Déformation du béton : | 23 |
| 2.6.1 | Déformation longitudinale du béton E : | 23 |
| 2.6.2 | Déformation transversale (coefficient de poisson) : | 24 |
| 2.7 | L'acier : | 24 |
| 2.7.1 | Aciers passifs : | 24 |
| 2.7.2 | Aciers actifs | 24 |
| 2.8 | Caractéristiques des Matériaux | 25 |
| 2.8.1 | <u>Béton</u> | 25 |
| 2.8.2 | <u>Acier pour armature passives</u> | 25 |
| 2.9 | La Géologie de la zone d'étude et les caractéristiques géotechniques | 25 |
| 2.9.1 | Géologie régionale | 25 |
| 2.9.2 | Géologie de la zone d'étude | 26 |
| 2.9.3 | Étude de sol | 27 |
| 2.9.4 | Résultats des tests de Laboratoire | 30 |
| 2.10 | Sismicité | 31 |
| 3 | Calcul des charges et surcharges | 34 |
| 3.1 | Les Actions | 34 |
| 3.1.1 | Les Actions hors trafic | 34 |
| 3.1.2 | Les actions dues au trafic | 34 |
| 3.1.3 | Les actions accidentelles | 34 |
| 3.2 | Évaluation des surcharges : | 35 |
| 3.2.1 | Les actions permanentes | 35 |
| 3.3 | ÉVALUATION DES SURCHARGES : | 37 |
| 3.3.1 | Système des charges A(L) : | 37 |
| 3.3.2 | Système des Charges B | 38 |
| 3.3.3 | Système B_t | 39 |
| 3.4 | Système de charges militaires | 41 |
| 3.4.1 | Système M_c | 41 |
| 3.5 | Charges exceptionnelles | 42 |
| 3.5.1 | Convois types D | 42 |
| 3.5.2 | Efforts de freinage | 43 |
| 4 | Calcul des efforts longitudinaux | 45 |
| 4.1 | Calcul des moments fléchissants et les efforts tranchants | 45 |
| 4.1.1 | Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente | 45 |
| 4.1.2 | Système de charges A(L) : | 45 |
| 4.1.3 | Système de charges B_C : | 46 |
| 4.1.4 | Système de charges B_t : | 48 |
| 4.1.5 | La surcharge militaire M_c120 : | 49 |
| 4.1.6 | La surcharge militaire D240 | 50 |
| 4.2 | CONCLUSION : | 51 |
| 5 | Les Efforts Dans Le Tablier | 52 |
| 5.1 | Introduction : | 52 |
| 5.2 | Modélisation du Tablier : | 52 |
| 5.3 | Présentation du Modèle : | 53 |
| 5.3.1 | Configuration des préférences de tache : | 53 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 5.4 | Modélisation des éléments de la Structure : | 54 |
| 5.4.1 | Les poutres : | 54 |
| 5.4.2 | Les appuis : | 55 |
| 5.4.3 | Entretoise : | 55 |
| 5.4.4 | Dalle : | 56 |
| 5.5 | Modélisation des charges et surcharges : | 56 |
| 5.5.1 | Définition des charges | 56 |
| 5.5.2 | COMBINAISONS D'ACTION : | 60 |
| 5.6 | RÉSULTATS : | 61 |
| 5.7 | CONCLUSION | 63 |
| 6 | Étude de la Précontrainte | 64 |
| 6.1 | Principe de la précontrainte : | 64 |
| 6.1.1 | Précontrainte par Post-tension : | 65 |
| 6.1.2 | Précontrainte par pré-tension : | 65 |
| 6.2 | Calcul du nombre de câble : | 65 |
| 6.3 | Caractéristiques des sections : | 67 |
| 6.3.1 | Caractéristiques géométriques de la section d'about : | 68 |
| 6.3.2 | Les caractéristiques géométriques de la section About Avec hourdis . . . | 69 |
| 6.3.3 | Les caractéristiques géométriques de la section Médiane Avec hourdis . . | 70 |
| 6.4 | Détermination de l'effort de précontrainte : | 70 |
| 6.4.1 | Calcul de la valeur minimal P_0 et du nombre de câble. | 71 |
| 6.4.2 | Le nombre des câbles : | 72 |
| 6.5 | Vérification de la borne supérieure de la précontrainte : | 72 |
| 6.6 | Vérification des contraintes : | 72 |
| 6.6.1 | Conclusion | 75 |
| 6.7 | Disposition des câbles : | 75 |
| 6.7.1 | Disposition constructives des câbles : | 75 |
| 6.8 | Détermination de l'angle de relevage : | 78 |
| 6.9 | Calcul des pertes : | 79 |
| 6.9.1 | Pertes instantanées : | 80 |
| 6.9.2 | Perte de tension par frottement : | 80 |
| 6.9.3 | Perte de tension par recul de l'ancrage : | 80 |
| 6.9.4 | Perte de tension dues au raccourcissement instantanée du béton : | 81 |
| 6.10 | Pertes différées : | 82 |
| 6.10.1 | Perte de tension due au retrait du béton : | 82 |
| 6.10.2 | • | 83 |
| 6.10.3 | Perte de tension due à la relaxation des câbles : | 84 |
| 6.11 | Calcul justificatif des sections : | 84 |
| 6.11.1 | Vis-à-vis des contraintes normales : | 84 |
| 6.11.2 | Vis-à-vis des contraintes tangentielles : | 87 |
| 6.11.3 | Justification des bielles de Béton : | 88 |
| 6.12 | Ferraillage passif : | 88 |
| 6.12.1 | Armature longitudinale de la zone tendue : | 88 |
| 6.12.2 | Armature de peau | 89 |
| 6.12.3 | Transversalement : | 89 |
| 6.13 | Justification de la zone d'about | 90 |
| 6.14 | Zone de surface | 90 |
| 6.14.1 | Zone intermédiaire comprimée : | 91 |
| 6.14.2 | Zone d'éclatement : | 91 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 6.15 | Conclusion : | 92 |
| 7 | Étude de la Dalle | 93 |
| 7.1 | Introduction | 93 |
| 7.2 | Calcul des Moments | 93 |
| 7.3 | Étude transversale de la dalle | 94 |
| 7.4 | Étude longitudinale de la dalle | 94 |
| 7.4.1 | Récapitulatif des Moments | 95 |
| 7.5 | FERRAILLAGE De La Dalle : | 95 |
| 7.5.1 | Armature au sens longitudinal (xx) : | 95 |
| 7.5.2 | Choix des armatures | 96 |
| 7.5.3 | Armatures au sens transversal | 96 |
| 7.6 | Vérification | 97 |
| 7.6.1 | Vérification des espacements | 97 |
| 7.7 | VÉRIFICATION DE NON POINÇONNEMENT | 97 |
| 7.8 | Les Entretoises | 98 |
| 7.9 | Le ferrailage longitudinal : | 99 |
| 7.9.1 | Le ferrailage Transversales : | 100 |
| 7.10 | CONCLUSION : | 101 |
| 8 | Équipements du Pont | 102 |
| 8.1 | INTRODUCTION | 102 |
| 8.2 | Appareils d'appuis | 103 |
| 8.3 | Les appareils d'appuis en élastomères frettés | 103 |
| 8.4 | Dimensionnement de l'appareil d'appui | 104 |
| 8.4.1 | AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI : | 104 |
| 8.4.2 | HAUTEUR NETTE D'ÉLASTOMÈRE | 105 |
| 8.4.3 | DIMENSIONNEMENT DES FRETTES | 105 |
| 8.4.4 | RÉSISTANCE À LA COMPRESSION : | 106 |
| 8.4.5 | SÉCURITÉ AU FLAMBEMENT : | 106 |
| 8.4.6 | LIMITATION DE LA DISTORSION : | 107 |
| 8.5 | Les dés d'appuis | 107 |
| 8.5.1 | Ferrailages des dés d'appuis | 107 |
| 8.6 | JOINT DE CHAUSSÉE : | 108 |
| 8.6.1 | CHOIX DU TYPE DE JOINT : | 108 |
| 8.6.2 | Dimensionnement : | 108 |
| 8.6.3 | La Température : | 109 |
| 8.6.4 | Le Fluage : | 109 |
| 8.6.5 | Le Retrait : | 110 |
| 8.6.6 | Type de joint : | 110 |
| 8.7 | L'évacuation des eaux | 111 |
| 8.8 | Les corniches : | 112 |
| 8.9 | Dispositifs de retenue : | 112 |
| 8.9.1 | Le Garde-Corps : | 113 |
| 8.9.2 | Les Glissières : | 113 |
| 8.10 | CONCLUSION : | 113 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 9 | Étude sismique | 114 |
| 9.1 | Introduction | 114 |
| 9.2 | Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique | 114 |
| 9.3 | Analyse mono-modale spectrale : | 115 |
| 9.3.1 | Masse total mise en mouvement par le mode fondamental : | 115 |
| 9.3.2 | Angle de biais : | 116 |
| 9.3.3 | Courbe du pont : | 116 |
| 9.3.4 | Symétries transversales : | 116 |
| 9.3.5 | Détermination de la raideur longitudinale du système | 117 |
| 9.3.6 | Raideur de la culée : | 118 |
| 9.4 | Séisme longitudinal : | 118 |
| 9.4.1 | Détermination de la raideur du système | 119 |
| 9.4.2 | Période longitudinale du système : | 119 |
| 9.4.3 | Spectre de réponse élastique : | 119 |
| 9.4.4 | Effort longitudinale globale : | 120 |
| 9.4.5 | Répartition des efforts sismiques sur les appuis : | 121 |
| 9.4.6 | Évaluation des déplacements : | 121 |
| 9.5 | Séisme transversal : | 121 |
| 9.5.1 | Évaluation de la force sismique transversale : | 123 |
| 9.6 | Séisme vertical : | 123 |
| 9.6.1 | Effort sismique dans chaque direction : | 124 |
| 9.7 | Conclusion : | 124 |
| 10 | Étude de la Pile | 125 |
| 10.1 | Introduction | 125 |
| 10.2 | Étude de la pile : | 125 |
| 10.2.1 | Les dimensions de la pile : | 125 |
| 10.2.2 | Évaluation des efforts : | 126 |
| 10.2.3 | Ferraillage du Chevêtre : | 126 |
| 10.3 | Ferraillage du fut : | 128 |
| 10.3.1 | Détermination du ferraillage du fut : | 129 |
| 10.3.2 | Armature Transversale : | 130 |
| 10.3.3 | Vérification de flambement du fût : | 130 |
| 10.4 | Étude de la semelle de la pile : | 130 |
| 10.4.1 | Caractéristiques de la semelle : | 130 |
| 10.4.2 | Détermination du nombre des pieux : | 130 |
| 10.4.3 | Effort revenant à chaque pieu : | 131 |
| 10.4.4 | Méthode des bielles : | 131 |
| 10.4.5 | Ferraillage de la semelle | 132 |
| 10.5 | Étude et ferraillage des pieux : | 134 |
| 10.5.1 | Action sur les pieux : | 134 |
| 10.5.2 | Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu : | 134 |
| 10.5.3 | Ferraillage des pieux : | 135 |
| 10.5.4 | Ferraillage transversales : | 135 |
| 11 | Étude de la culée | 136 |
| 11.1 | Pré dimensionnement de la culée : | 137 |
| 11.1.1 | Efforts dus à la culée : | 137 |
| 11.2 | Ferraillage des éléments de la culée : | 138 |
| 11.2.1 | Ferraillage du mur garde grève : | 138 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 11.2.2 | Ferraillage du Mur Garde Grève | 140 |
| 11.3 | Dalle de Transition | 141 |
| 11.3.1 | Évaluation des efforts | 141 |
| 11.3.2 | Pour l'armature de construction : | 142 |
| 11.4 | Ferraillage de la Dalle de Transition | 142 |
| 11.4.1 | Armatures Transversales | 142 |
| 11.4.2 | Pour l'armature de construction : | 143 |
| 11.5 | Corbeau d'appui de la dalle de transition : | 143 |
| 11.5.1 | Évaluation des charges et surcharges : | 143 |
| 11.5.2 | Ferraillage du corbeau d'appui | 144 |
| 11.5.3 | Armatures Transversales | 144 |
| 11.5.4 | Pour l'armature de construction : | 145 |
| 11.6 | Mur Frontal | 145 |
| 11.6.1 | Évaluation des charges et surcharges : | 145 |
| 11.6.2 | Ferraillage mur frontal : | 145 |
| 11.6.3 | Armature de construction : | 146 |
| 11.6.4 | Condition de non fragilité : | 146 |
| 11.7 | CONCLUSION | 146 |
| 11.8 | Partie 02 : Étude de l'infrastructure | 177 |

Table des figures

| | | |
|------|---|----|
| 1.1 | Construction Symétrique depuis une Pile | 2 |
| 1.2 | Construction en Sur-encorbellement | 2 |
| 1.3 | Construction à partir de travée contrepoids | 2 |
| 1.4 | Portées Principales et Portées de Rives | 2 |
| 1.5 | Type du pont selon le guide SETRA | 3 |
| 1.6 | Découpage des Voussoirs | 3 |
| 1.7 | Section Transversale du Voussoir | 4 |
| 1.8 | Pont à Poutres VIPP avec Entretoises | 6 |
| 1.9 | Ponts à Poutres posées sur La Pile | 6 |
| 1.10 | Section Transversale de la Table de Compression | 8 |
| 1.11 | Section Médiane | 9 |
| 1.12 | Section Variable | 9 |
| 1.13 | Section d'about | 10 |
| 1.14 | Profil en Travers du Tablier. | 11 |
| 1.15 | Pont Mixte Bipoutres. | 11 |
| 1.16 | Profile en long Bi-poutres. | 13 |
| 1.17 | Notations des dimensions de la section Transversale | 14 |
| 1.18 | Les Dimensions de la Section Transversale Entretoise | 14 |
| 1.19 | Les Dimensions des Goujons | 15 |
| 1.20 | Section Médiane | 18 |
| 1.21 | Section d'about | 19 |
| | | |
| 2.1 | Location du Viaduc 26.9 | 21 |
| 2.2 | Diagramme Contrainte Déformation | 23 |
| 2.3 | Vue des unités d'argile, couches de grès peu décomposé et de marne qui suivent observées dans le sondage BH-105 | 26 |
| 2.4 | Les unités d'argile, l'alternance de sable/grès a résistance très faible qui suit et la couche intermédiaire de marnes observées dans le sondage BH-106 | 26 |
| 2.5 | Les unités d'argile, et de sable/grès à résistance très faible qui suit BH-107 | 27 |
| 2.6 | Unités d'argile/marne et alternance de marne et de gres a résistance tres faible observés dans le sondage BH-108 | 27 |
| 2.7 | Locations d'exploration | 28 |
| 2.8 | Variation de la Valeur de SPT N60 en Profondeur | 29 |
| 2.9 | Résultats de Test de Pressiomètre | 30 |
| 2.10 | Carte de Zonage sismique. | 32 |
| 2.11 | Coefficient d'accélération (a) | 32 |
| | | |
| 3.1 | Type de section de la Poutre | 35 |
| 3.2 | Disposition du Système de charge B_c | 39 |
| 3.3 | Disposition du Système de charge B_t | 40 |
| 3.4 | Disposition du Système de charge D240 | 43 |

| | | |
|------|--|----|
| 4.1 | Valeurs des efforts tranchant et moments | 46 |
| 4.2 | Répartition des charges B_c pour effort tranchant max | 46 |
| 4.3 | Répartition des charges B_c pour moment fléchissant max | 47 |
| 4.4 | Répartition des charges B_t pour effort tranchant max | 48 |
| 4.5 | Répartition des charges B_t pour moment fléchissant max | 48 |
| 4.6 | Répartition des charges Mc120 pour effort tranchant max | 49 |
| 4.7 | Répartition des charges Mc120 pour moment fléchissant max | 50 |
| 4.8 | Répartition des charges D240 pour effort tranchant max | 51 |
| 4.9 | Répartition des charges D240 pour Moment fléchissant max | 51 |
| | | |
| 5.1 | Paramètre des dimensions du modelé | 53 |
| 5.2 | Paramètre des forces du modèle | 53 |
| 5.3 | Paramètre des matériaux du modèle | 54 |
| 5.4 | paramétré des normes du modelé | 54 |
| 5.5 | Modélisation de la poutre type 40m | 55 |
| 5.6 | Modélisation des appuis | 55 |
| 5.7 | Modélisation de l'entretoise | 55 |
| 5.8 | Vue 3D | 56 |
| 5.9 | Charges de CCP | 57 |
| 5.10 | Charge A(l) une voie | 57 |
| 5.11 | Charge A(l) deux voie | 57 |
| 5.12 | Charge A(l) trois voie | 58 |
| 5.13 | Charge B_c une voie | 58 |
| 5.14 | Charge B_c deux voie | 58 |
| 5.15 | Charge B_t une voie | 59 |
| 5.16 | Charge B_t deux voies | 59 |
| 5.17 | Gradient thermique + Température | 59 |
| 5.18 | Moment max à l'E.L.U obtenu par robot 2018. | 61 |
| 5.19 | Moment max à l'E.L.S obtenu par robot 2018. | 62 |
| 5.20 | Effort tranchant max à l'E.L.S obtenu par robot 2018. | 62 |
| 5.21 | Effort tranchant max à l'E.L.U obtenu par robot 2018. | 63 |
| | | |
| 6.1 | Principe de Précontrainte | 64 |
| 6.2 | Précontrainte par post tension | 65 |
| 6.3 | Précontrainte par pré-tension | 65 |
| 6.4 | Section transversale d'un câble de précontrainte | 66 |
| 6.5 | Section Médiane | 67 |
| 6.6 | Section d'about | 68 |
| 6.7 | Schéma de la section About Avec Hourdis | 69 |
| 6.8 | Schéma de la section Médiane Avec Hourdis | 70 |
| 6.9 | Classe de vérification des contraintes | 72 |
| 6.10 | Disposition des câbles à l'about | 75 |
| 6.11 | Disposition des câbles à mi- travée | 76 |
| 6.12 | Schématisation des câbles de précontraintes | 78 |
| 6.13 | Zone de concentration des contraintes | 90 |
| | | |
| 7.1 | Cartographie pour la combinaison de charge la plus défavorable | 93 |
| 7.2 | Schéma de ferrailage de la Dalle | 97 |
| 7.3 | Schéma des entretoises avec diagrammes des moments. | 98 |
| 7.4 | Effort tranchant de l'entretoise | 99 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 8.1 | Équipements du pont | 102 |
| 8.2 | appareil d'appui en élastomère fretté | 103 |
| 8.3 | Définition géométrique d'un appareil d'appui | 104 |
| 8.4 | Effort tranchant Max | 105 |
| 8.5 | Schémas du souffle | 109 |
| 8.6 | Tableau Montrant les types de joint | 110 |
| 8.7 | Joint du type Wd110 | 111 |
| 8.8 | Système d'évacuation des eaux. | 112 |
| 8.9 | la corniche préfabriquée | 112 |
| 8.10 | Garde-Corps en métal BN4 | 113 |
| 8.11 | Glissières de sécurité | 113 |
| | | |
| 9.1 | Carte de zonage sismique de l'Algérie | 114 |
| 9.2 | Coefficient d'accélération sismique | 115 |
| 9.3 | Raideur de la pile | 117 |
| 9.4 | Séisme longitudinal | 119 |
| 9.5 | Valeurs de T_1, T_2 et S pour la composante horizontale | 120 |
| 9.6 | Spectre de réponse élastique | 120 |
| 9.7 | Séisme transversal | 122 |
| | | |
| 10.1 | Abaque de WALTHER | 129 |
| 10.2 | Méthode des bielles | 132 |
| | | |
| 11.1 | vue en 3D des différentes composantes d'une culée remblayée | 136 |
| 11.2 | Impact de la charge B_c localisé derrière le mur GG | 139 |
| 11.3 | Schéma statique de la dalle de transition. | 141 |
| 11.4 | Charge A(l) 1 voie | 157 |
| 11.5 | Charge A(l) 2 voies | 157 |
| 11.6 | Charge A(l) 3 voies | 158 |
| 11.7 | Charge B_c 1 voie | 158 |
| 11.8 | Charge B_c 2 voies | 158 |
| 11.9 | Charge B_t 1 voie | 159 |
| 11.10 | Charge B_t 2 voies | 159 |
| 11.11 | Charges CCP | 159 |
| 11.12 | Moment Max Longitudinale B_c | 160 |
| 11.13 | Moment Max Longitudinale B_t | 160 |
| 11.14 | Moment Max Longitudinale D240 | 160 |
| 11.15 | Moment Max Longitudinale Mc120 | 161 |
| 11.16 | Moment $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 161 |
| 11.17 | Moment $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 161 |
| 11.18 | Moment $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 162 |
| 11.19 | Moment Max à l'ELS | 162 |
| 11.20 | Moment Max à l'ELU | 162 |
| 11.21 | Moment Max transversale à l'ELS | 163 |
| 11.22 | Moment Max transversale à l'ELU | 163 |
| 11.23 | Moment sous le poids propre de l'entretoise | 163 |
| 11.24 | Moment max du chevêtre | 164 |
| 11.25 | Effort Tranchant max du chevêtre | 164 |
| 11.26 | Effort Tranchant $G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 164 |
| 11.27 | Effort Tranchant $G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 165 |
| 11.28 | Effort Tranchant $G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 165 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 11.29 | Effort Tranchant $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 165 |
| 11.30 | Effort Tranchant $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 166 |
| 11.31 | Effort Tranchant ELS Max | 166 |
| 11.32 | Effort Tranchant ELU Max | 166 |
| 11.33 | Ferraillage de la poutre (Section Médiane) | 169 |
| 11.34 | Ferraillage de la poutre (Section d'About) | 169 |
| 11.35 | Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2AL1$ | 170 |
| 11.36 | Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2AL2$ | 170 |
| 11.37 | Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2AL3$ | 171 |
| 11.38 | Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2Bc1$ | 171 |
| 11.39 | Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2Bc2$ | 172 |
| 11.40 | Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2Bt1$ | 172 |
| 11.41 | Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2Bt2$ | 173 |
| 11.42 | Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2D240$ | 173 |
| 11.43 | Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2AL2$ | 174 |
| 11.44 | Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2Bt1$ | 174 |
| 11.45 | Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2Bt2$ | 175 |
| 11.46 | Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2D240$ | 175 |
| 11.47 | Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2Bc1$ | 176 |
| 11.48 | Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2Bc2$ | 176 |
| 11.49 | Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2D240$ | 177 |
| 11.50 | Shémas d'une Pile | 177 |
| 11.51 | Ferraillage de la nappe inférieure de la semelle | 178 |
| 11.52 | Ferraillage de la nappe supérieur de la semelle | 178 |
| 11.53 | Vue en plan du ferraillage du chevêtre | 179 |
| 11.54 | Ferraillage 2D du pieu | 179 |
| 11.55 | Ferraillage 2D du Fut | 180 |
| 11.56 | Vue 3D du Pieu | 180 |
| 11.57 | Schéma Représentative De La culée | 181 |

Liste des tableaux

| | | |
|-----|--|----|
| 1.1 | Les dimensions des différentes composantes des voussoirs. | 5 |
| 1.2 | Récapitulation du pré-dimensionnement de la deuxième variante | 10 |
| 1.3 | Pré-dimensionnement des poutres métalliques. | 13 |
| 1.4 | Pré-dimensionnement des entretoises. | 14 |
| 1.5 | Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section Médiane | 18 |
| 1.6 | Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section d'about | 19 |
| 2.1 | Hauteur Moyenne des Appuis | 20 |
| 2.2 | Tableau récapitulatif des Normes Utilisées | 21 |
| 2.3 | Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° BH-105 | 28 |
| 2.4 | Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° BH-108 | 28 |
| 2.5 | Résultats de Test de Pressiomètre du forage n° BH-106 | 29 |
| 2.6 | Résultats de Test de Pressiomètre du forage n° BH-107 | 30 |
| 2.7 | Résultats de Test de Laboratoire | 31 |
| 2.8 | Tableau de sismicité | 32 |
| 3.1 | Les valeurs du coefficient α_1 | 37 |
| 3.2 | Les valeurs de V_0 | 37 |
| 3.3 | Les valeurs finales de $A(l)$ | 38 |
| 3.4 | Les valeurs du coefficient b_c | 38 |
| 3.5 | Tableau récapitulatif des valeurs de δ | 39 |
| 3.6 | Tableau des coefficients de b_t | 40 |
| 3.7 | Tableau récapitulatif des valeurs de δ | 41 |
| 3.8 | Tableau récapitulatif de valeur de δ | 42 |
| 3.9 | Tableau récapitulatif de valeur de F | 44 |
| 4.1 | Tableau récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants B_c | 48 |
| 4.2 | Tableau récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants B_t | 49 |
| 4.3 | Tableau récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants Mc120 | 50 |
| 4.4 | Tableau récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants D240 | 51 |
| 5.1 | Définition des charges et surcharges | 56 |
| 5.2 | Résultats de calcul fait par Robot 2018 | 60 |
| 5.3 | Combinaisons de charge à l'ELU | 60 |
| 5.4 | Combinaisons de charge à l'ELS | 61 |
| 6.1 | Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section Médiane | 67 |
| 6.2 | Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section d'about avec hourdis | 68 |
| 6.3 | Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section d'about | 69 |
| 6.4 | Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section Médiane + Hourdis | 70 |
| 6.5 | Résultats avec Logiciel ROBOT | 71 |

| | | |
|------|---|-----|
| 6.6 | Tableaux récapitulatif des résultats de calcul | 74 |
| 6.7 | Caractéristiques géométriques du câble N°01 sur différents points : | 77 |
| 6.8 | Caractéristiques géométriques du câble N°02 sur différents points : | 77 |
| 6.9 | Caractéristiques géométriques du câble N°03 sur différents points : | 77 |
| 6.10 | Caractéristiques géométriques du câble N°03 sur différents points : | 78 |
| 6.11 | Tableau de vérification de l'angle de relevage : | 79 |
| 6.12 | Tableau pertes par frottement total | 80 |
| 6.13 | Perte de tension par recul de l'ancrage | 81 |
| 6.14 | Perte par déformation instantané du béton | 82 |
| 6.15 | Perte de tension due au fluage du béton | 83 |
| 6.16 | Perte de tension due à la relaxation | 84 |
| 6.17 | Récapitulation des pertes totales | 84 |
| 6.18 | Caractéristiques géométriques des câbles | 85 |
| 6.19 | Caractéristiques des sections : | 85 |
| 6.20 | Effort de précontrainte P | 85 |
| 6.21 | Justification vis à vis des contraintes normales : | 86 |
| | | |
| 7.1 | Les Moments suivant axe (yy) | 94 |
| 7.2 | Les Moments suivant l'axe (xx) | 94 |
| 7.3 | Récapitulatif des Moments | 95 |
| 7.4 | Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS | 96 |
| 7.5 | Choix des armatures longitudinales | 96 |
| 7.6 | Dimensionnement des armatures transversales à L'ELS | 96 |
| 7.7 | Choix des armatures transversales | 97 |
| 7.8 | Vérification de non poinçonnement | 98 |
| 7.9 | Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS | 99 |
| 7.10 | Choix des armatures longitudinales | 100 |
| | | |
| 8.1 | Modèles des joints Wd | 110 |
| | | |
| 9.1 | Tableau de la masse des piles | 116 |
| 9.2 | Tableau des raideurs pour chaque pile | 118 |
| 9.3 | Tableau récapitulatif des efforts sismiques | 121 |
| 9.4 | Période Transversale des piles | 122 |
| 9.5 | Tableau récapitulatif des forces sismiques transversales | 123 |
| 9.6 | Tableau récapitulatif des forces sismiques transversales | 124 |
| | | |
| 10.1 | Les Réactions. | 126 |
| 10.2 | Réaction dues aux combinaisons. | 126 |
| 10.3 | Evaluation des efforts sur le fut le plus sollicité | 128 |
| 10.4 | Combinaisons d'actions | 128 |
| | | |
| 11.1 | Calcul du coefficient de poussée K_{ad} | 137 |
| 11.2 | Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culées. | 138 |
| 11.3 | Valeurs Approximative de l'intégrale. | 140 |
| 11.4 | Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchant | 141 |
| 11.5 | Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. | 145 |
| 11.6 | Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques des sections 1 | 167 |
| 11.7 | Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section d'about | 167 |
| 11.8 | Justification vis à vis des contraintes normales : | 168 |
| 11.9 | Justification vis à vis des contraintes normales : | 168 |

Résumé

L'objet de ce travail, fait l'objet de mon projet de fin d'études, qui consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc situé entre le PK 26+827.414 et le PK 27+036 d'une longueur de 208 m. Ce viaduc relie entre la route qui mène de l'entrée de la Wilaya de Ain Defla vers la commune Berrouagiya de la Wilaya de Médéa. Nous avons commencer notre projet par la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multi-critère, d'où on a opté pour la solution d'un pont à poutre (VIPP), après nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie et en utilisant des logiciels de calcul.

Mot Clé : Viaduc, Contrainte, Béton, Pile, Fondation.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة جسر و الذي يعتبر جزءا من مشروع الطريق السريع الذي يربط مدينة خميس مليانة بالبرواقية. يتكون بشكل أساسي من ثلاثة أجزاء: الجزء الأول هو عرض موقع البناء بالإضافة إلى الخصائص الرئيسية للهيكل، ويقدم الجزء الثاني مزايا وعيوب مختلف تصميمات الجسر لخيار التصميم المناسب، الجزء الثالث يشمل بقية الدراسة، وهي تصميم وحساب عناصر البنية الفوقية والبنية التحتية باستخدام الروبوت أوتوديسك 2017 لحساب العزوم الحديدية لكل عناصر البنية الفوقية لحساب الكمية اللازمة من الحديد من اجل تسليح هذه العناصر.

كلمات الدالة: جسر، خرسانة مسبقة الاجهاد، عمود، أساس.

ABSTRACT

The goal of this project is to make a study of a bridge which is a part of the highway project that connects the city of Khemis-miliana and Berrouaghia. It consists essentially of three parts : the first part is for the presentation of the construction site as well as the main characteristics of the structure, the second part presents the advantages and disadvantages of the different bridge alternatives to choose the most appropriate bridge, and the third part includes the rest of the study, which is the calculation of the elements of the superstructure

and infrastructure. Autodesk robot 2017 was used for the calculations of different moments and the modeling.

Keywords : viaduct, pre-stressed concrete, column, foundation.

Chapitre 1

Conception et Pré-dimensionnement

1.1 Introduction

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnements et de leurs sujétions d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économique et originale lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle, les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

1. Profil en long de la chaussée.
2. Position possible pour les appuis.
3. La nature du sol.
4. Le gabarit à respecter.
5. Débit de crue centennale.
6. L'ouverture de l'ouvrage.
7. Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

1.2 Variante 1 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint, il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à (65 - 70 m), le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

La construction s'effectue :

- en général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau.(Figure 3.1).
- parfois di-symétriquement, d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente.(Figure 3.2).
- exceptionnellement à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contre-poids dimensionné en conséquences et faisant partie du tablier lui-même(Figure 3.3).

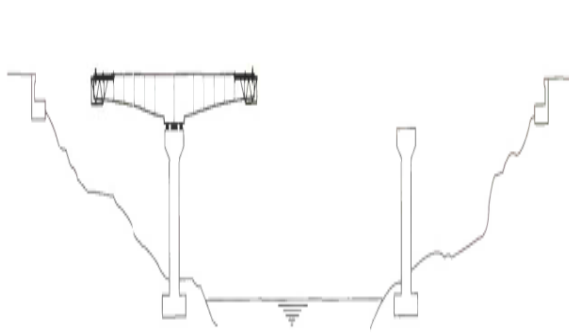


FIGURE 1.1 – Construction Symétrique depuis une Pile

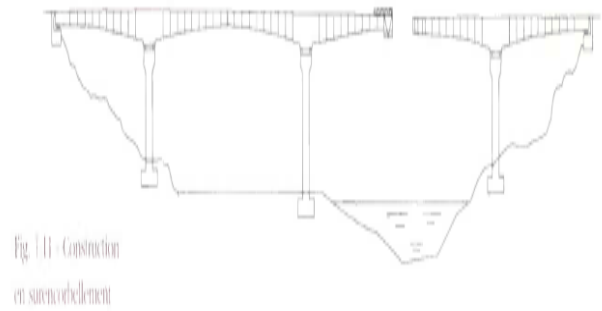


FIGURE 1.2 – Construction en Sur-encorbellement

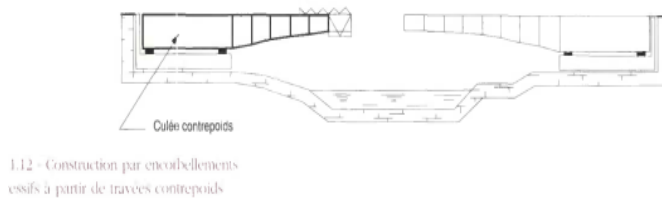


FIGURE 1.3 – Construction à partir de travée contrepoids

1.2.1 Conception Longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussiers en béton précontraint comportant Quatre travées principales de Portées différentes ; une grande travée dans la partie la plus profonde de la vallée à franchir de 51.6 m de longueur et trois autres travées plus courtes (2 travées identiques de 33.35 m de longueur et une travée de transition entre grandes et petites travées ayant comme portée la moyenne des deux portées courantes $\frac{L+l}{2}$ qui vaut 39.48 m) ainsi que deux travées de rives de portée différente, Travée de rive gauche ayant une portée de 31 m et Travée de rive droite ayant une portée de 21.01 m de longueur. longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 208 m.(Figure 3.4)

Le choix des Portées Principales et Portées de rives dépend des recommandations citées dans le Guide SETRA : Guide de conception Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs. Dans notre cas, le type d’ouvrage d’art coïncide avec le type de pont associant des grandes travées en rivière et des travées plus courtes à terre comme le montre (la figure 3.5)

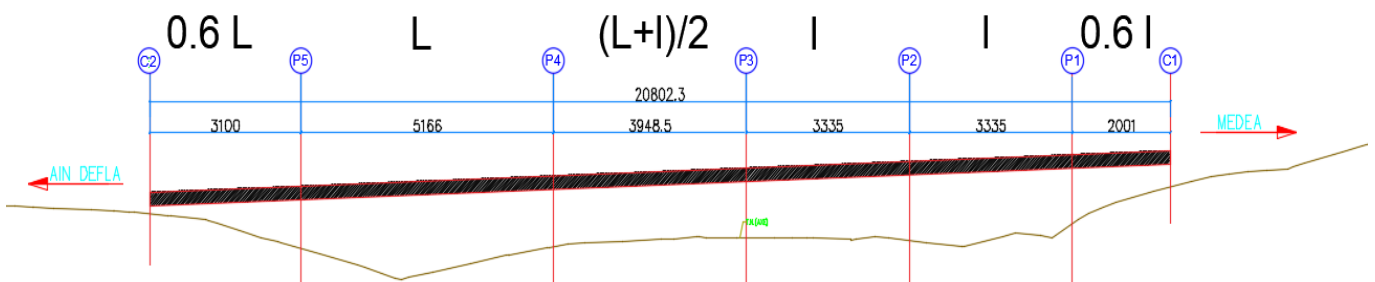


FIGURE 1.4 – Portées Principales et Portées de Rives

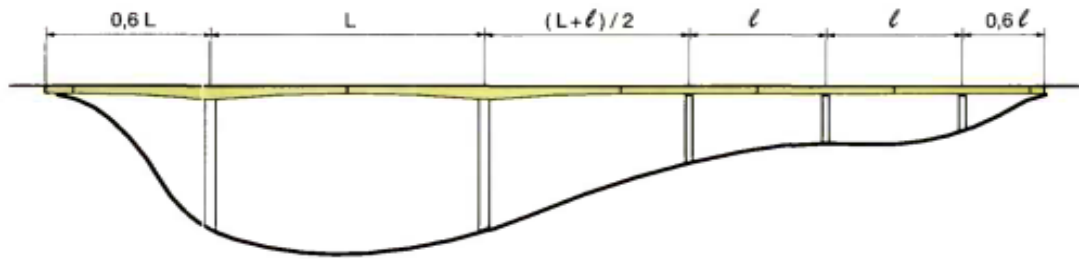


Fig. 2.3 - Pont comportant des travées de portées variables fonctions de la profondeur de la brèche

FIGURE 1.5 – Type du pont selon le guide SETRA

1.2.2 Découpage des Voussoirs

Il dépend des moyens du transport, on prend 2.50 m pour les voussoirs courants et 8 m pour les voussoirs sur pile et 1.7 m pour les voussoirs sur culée. En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre de voussoirs : $N = 88$.

Il est Composé de 5 voussoirs sur pile, 6 voussoirs de clavage de 1.20 m de longueur, 81 voussoirs courants et 2 voussoirs sur culée.

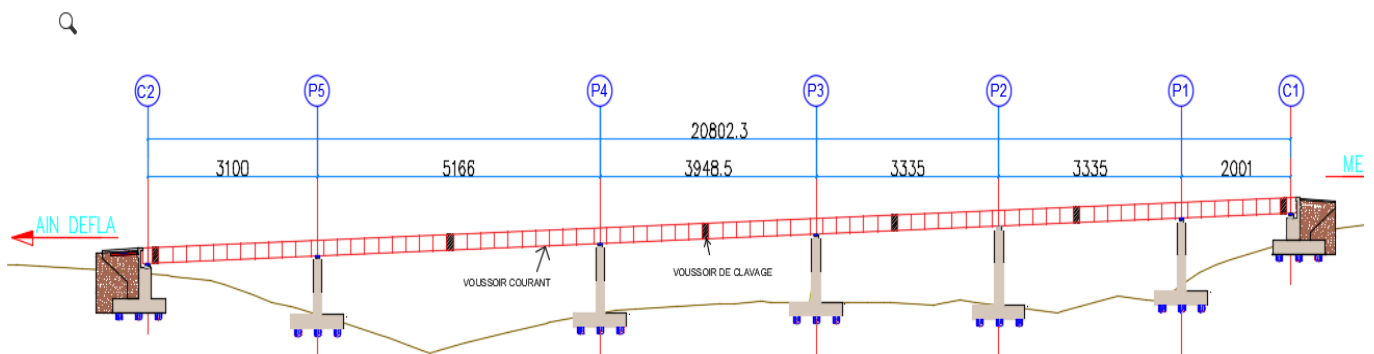


FIGURE 1.6 – Découpage des Voussoirs

1.2.3 Conception Transversale

Pré-dimensionnement de la Section Transversale

Nous examinons dans ce paragraphe, en se basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. Les valeurs Choisis sont montrées dans le tableau suivant :

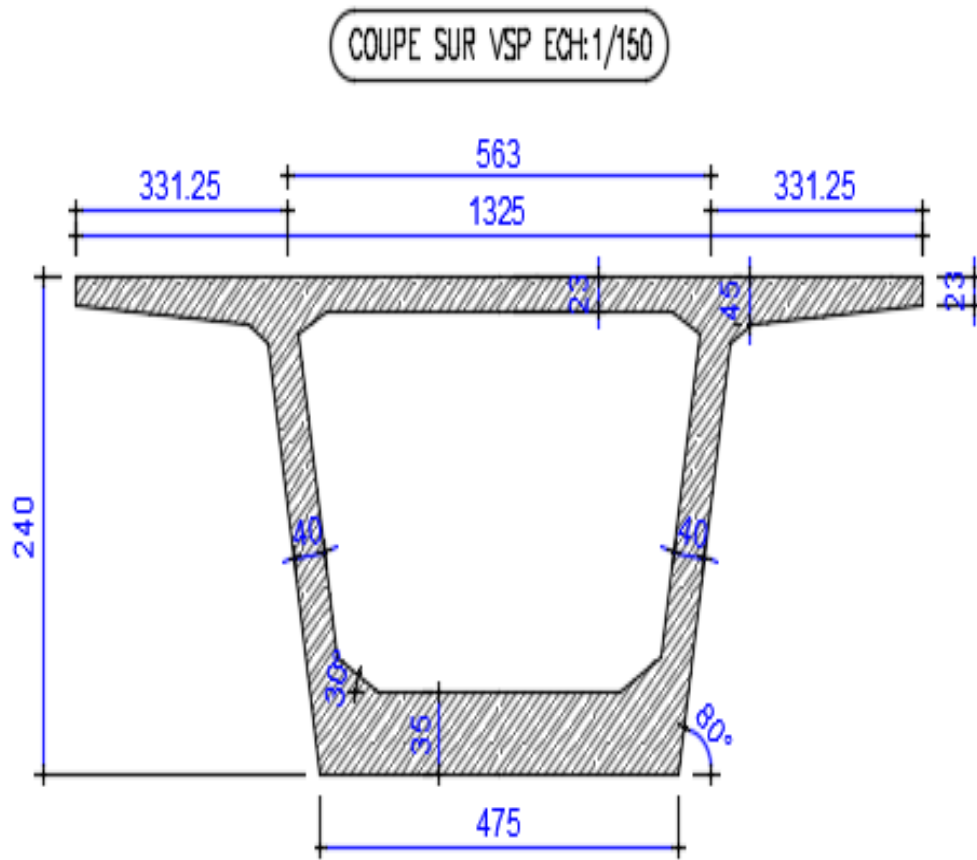


FIGURE 1.7 – Section Transversale du Voussoir

| Eléments | Ration usuel | Valeur | Notations |
|-------------------|--|--------|-----------|
| Hauteur | $\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$ | 230 cm | |
| Largeur | B | 900 cm | |
| C | $\frac{B}{4}$ | 225 cm | |
| D | $B - 2C$ | 450 cm | |
| e_1 | $e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$ | 20 cm | |
| e_2 | $\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$ | 35 cm | |
| e_4 | $\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$ | 25 cm | |
| Inclinaison | $10\% \leq \beta \leq 30\%$ | 23 % | |
| E_a | $E_a \geq 0.26 + \frac{L}{500}$ | 50 cm | |
| E_b | $E_p \geq (18 \text{ cm}, 3\phi, \frac{e_a}{3})$ | 35 cm | |
| Gousset supérieur | $30^\circ < \alpha < 45^\circ$ | 30° | |
| Gousset inférieur | $30^\circ < \alpha < 45^\circ$ | 30° | |

TABLE 1.1 – Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

1.3 Variante 2 : Pont à Poutres Préfabriquées Précontraintes par post-tension VIPP

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Leur morphologie et leur conception présentent de nombreux points communs avec les ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence du type PRAD (Précontrainte par Adhérence). Ces deux types de tabliers diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte. La post-tension, permettant une mise en œuvre sur chantier, conduit à une préfabrication sur le site, tandis que la pré-tension, ou précontrainte par adhérence, est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine.

Les ouvrages de type VIPP ont également été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée. L'ouvrage, comportant une succession de travées indépendantes, a constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité.

Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, et cette impression est renforcée lorsque la brèche est de faible hauteur ou que le tablier est large.

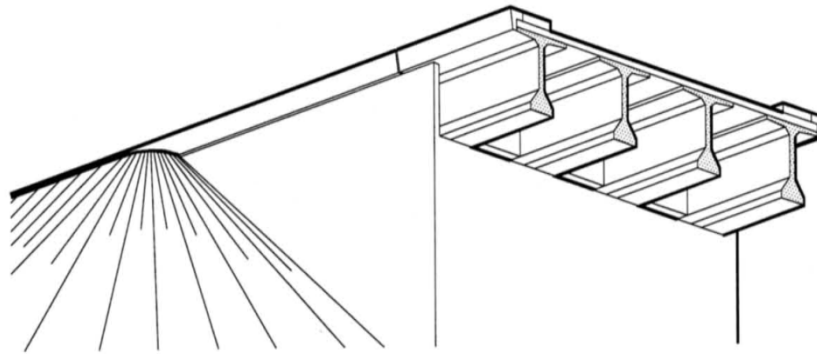


FIGURE 1.8 – Pont à Poutres VIPP avec Entretoises

1.3.1 Principe de Construction

Comme nous le verrons dans les chapitres qui suivent, le dimensionnement de ce type de tablier est étroitement lié au mode de construction qui, pour la réalisation d'une travée, comporte les étapes suivantes :

1. Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication,
2. mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontrainte longitudinale, le plus tôt possible, pour permettre de libérer les coffrages,
3. mise en attente des poutres sur une aire de stockage,
4. mise en tension d'un complément de précontrainte sur le stock, mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés,
5. réalisation en place d'entretoises reliant les poutres,
6. mise en précontrainte éventuelle des entretoises,
7. coffrage, ferrailage et bétonnage en place du hourdis,
8. mise en tension d'une deuxième famille de câbles de précontrainte longitudinale et dans certains cas d'une précontrainte transversale lorsque le hourdis a acquis une résistance suffisante.



FIGURE 1.9 – Ponts à Poutres posées sur La Pile

1.3.2 Domaine d'emploi

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaducs comportent alors des appuis d'une

certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueurs égales dégageant des tirants d'air bien proportionnés du point de vue du rapport hauteur/longueur. Ce type d'ouvrage peut également être utilisé pour le franchissement de brèches de moindre importance pouvant ne comporter que quelques travées, voire une travée unique, mais dans des conditions moins économiques.

Il permet ainsi le franchissement :

1. d'une rivière ou d'un canal, lorsque les gabarits de navigation n'imposent pas de dégager des ouvertures exceptionnelles,
2. d'une succession d'obstacles de faible portée, mais rapprochés (routes, voies ferrées) pour lesquels des ouvrages isolés ne seraient ni compétitifs, ni très satisfaisants du point de vue esthétique,
3. des zones de terrains dégagés pour lesquels des remblais ne sont pas réalisables (vallée tourbeuse par exemple), ou se révèlent non économiques,
4. des voies de circulation très importantes pour lesquelles on ne veut ni interrompre, ni même ralentir notablement la circulation,
5. d'une brèche de grande hauteur ou d'accès difficile, pour laquelle l'emploi de cintres appuyés sur le sol est difficilement envisageable...

1.3.3 Pré-dimensionnement suivant Guide SETRA :

- Largeur du Tablier : $l = 13.25m$
- Longueur de la Travée : $L = 40m$

Hypothèse de dimensionnement

Le béton habituellement utilisé pour les poutres est un béton de classe B 35, dont la résistance caractéristique à 28 jours atteint 35 MPA $\rho = 400 \text{ kg/m}^3$ CEM 1.

1. **Un hourdis général**
2. **Un coffrage métallique**
3. **Entraxe des poutres λ**

$$1.4 \leq \lambda \leq 2.5$$

$$\implies \lambda = 2.41m$$

4. **Hauteur de la poutre h_p** : L'élancement des poutres varie entre :

$$\frac{L}{20} \leq h_p \leq \frac{L}{17}$$

$$L = 40 \implies h_p = 2m$$

5. **L'épaisseur du hourdis e_h** :

Épaisseur de la dalle est voisine de 1/16 de la portée Transversale (selon le guide SETRA). Dans notre cas on prend une épaisseur : $e_h = 0.25m$.

6. **La hauteur totale de tablier h_t**

$$h_t = 2.25m$$

7. **Épaisseur des âmes :**

L'épaisseur de l'âme est égale à 21 cm en zone courante, et égale à la Largeur du talon) aux sections d'about de la poutre, avec une variation linéaire de section on trouve que la zone intermédiaire a une épaisseur d'âme qui vaut 30 cm.

8. **La largeur de la table de compression** : La largeur de table de compression des poutres : $0.6 \times h_p \leq b_c$
 Nous avons adopté une largeur de : $b_c = 1.2m$.
9. **Nombre des poutres** $N : L_a = L - b_c$

$$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$$

$$\implies N = 6$$

10. **Épaisseur de la table de compression** :

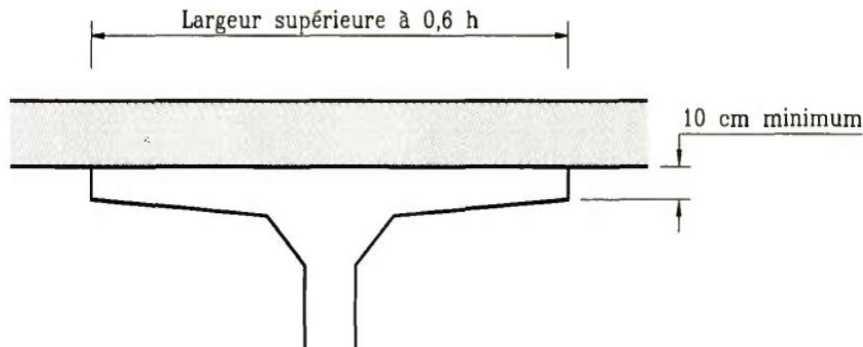


FIGURE 1.10 – Section Transversale de la Table de Compression

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de $1/10$ à $1/15$, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité. On prend :

$$0.1 \leq e_c \leq 0.15$$

11. **La largeur du Talon** : La largeur des talons dépend de l'élançement des poutres, pour l'élançement recommandé ci- après, elle varie entre 60 à 90 cm.
 Pour notre section, on prend : $b_t = 0.60m$
12. **Épaisseur du talon** : Nous avons pris : $e_t = 0.15m$ en Travée
 Pour l'inclinaison de faces supérieures du talon nous avons choisis un angle de 45° pour faciliter la tâche de bétonnage.

(a) **Goussets** :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

(b) **À mi- Travée** :

L'angle d'inclinaison du Gousset Supérieur est $\alpha_1 = 7.125^\circ$ et son épaisseur est $e_1 = 5cm$

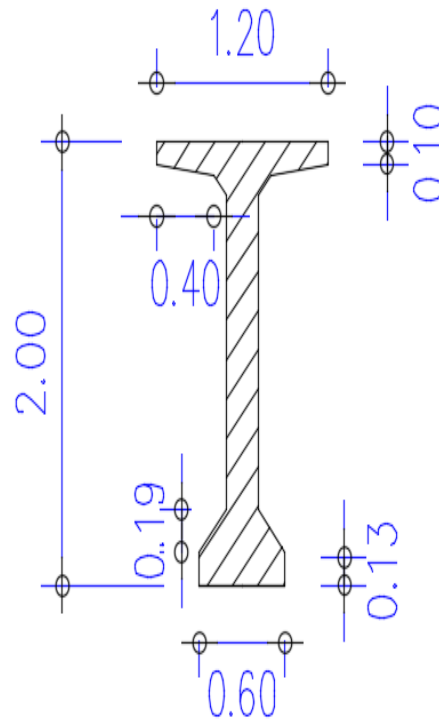


FIGURE 1.11 – Section Médiane

L'angle d'inclinaison du Gousset Inférieur est $\alpha_2 = 45^\circ$ et son épaisseur est $e_2 = 9\text{cm}$

(c) **L'intermédiaire :**

L'angle d'inclinaison du Gousset Supérieur est $\alpha_1 = 7.125^\circ$ et son épaisseur est $e_1 = 5\text{cm}$

L'angle d'inclinaison du Gousset Inférieur est $\alpha_2 = 45^\circ$ et son épaisseur est $e_2 = 5\text{cm}$

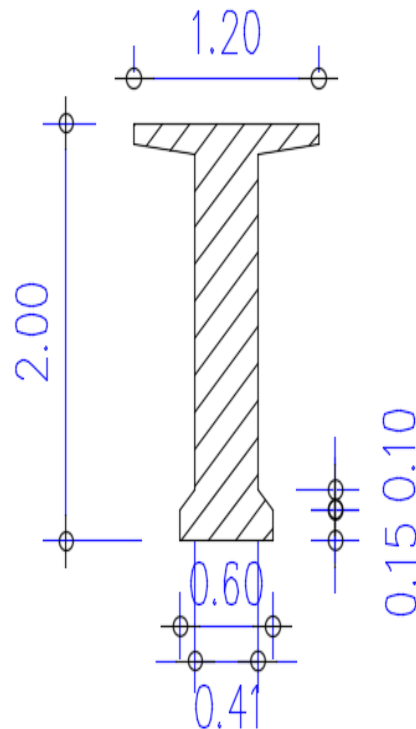


FIGURE 1.12 – Section Variable

(d) **A L'appuie :** L'angle d'inclinaison du Gousset Supérieur est $\alpha_1 = 9^\circ$ et son épais-

seur est $e_1 = 5\text{cm}$

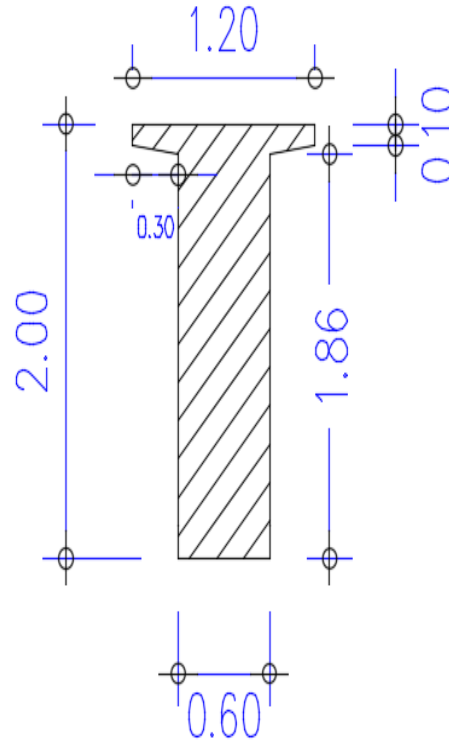


FIGURE 1.13 – Section d'about

| Eléments | Ration usuel | Valeur retenu (m) |
|---|--------------|-------------------|
| Largeur du tablier | l | 13.25 |
| Longueur de la travée | L | 40 |
| Hauteur de la poutre | h_p | 2 |
| L'épaisseur du hourdis | e_h | 0.25 |
| La hauteur totale de tablier | h_t | 2.25 |
| Epaisseur des âmes « zone courante » | e_c | 0.22 |
| Epaisseur des âmes « zone intermédiaire » | e_i | 0.3 |
| La largeur de la table de compression | b_c | 1.2 |
| Epaisseur de la table de compression | e_c | 0.1 |
| La largeur du talon | b_t | 0.6 |
| Epaisseur du talon | e_t | 0.15 |
| Entraxe des poutres | λ | 2.41 |
| Nombre des poutres | N | 6 |

TABLE 1.2 – Récapitulation du pré-dimensionnement de la deuxième variante

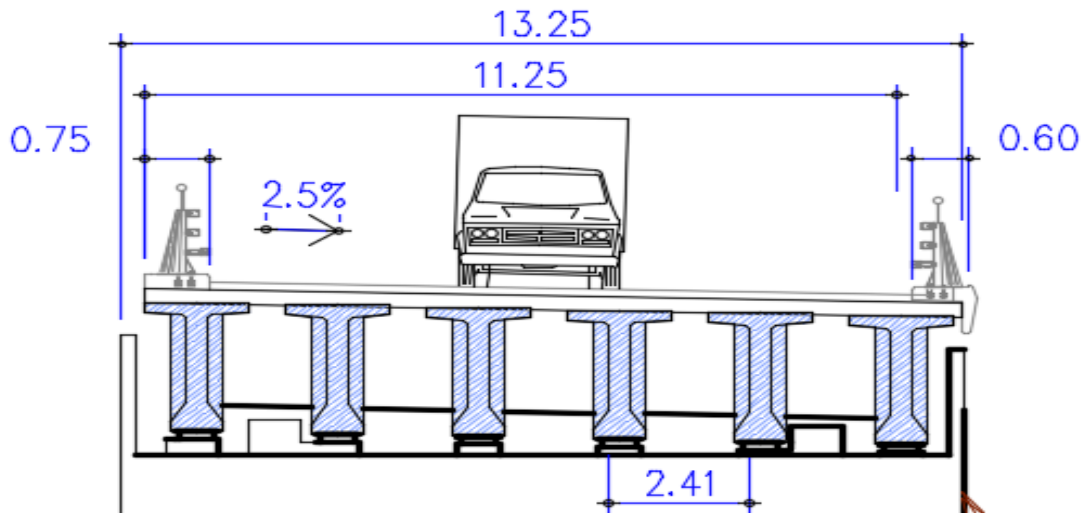


FIGURE 1.14 – Profil en Travers du Tablier.

1.4 Variante 3 : Pont Mixte Bipoutre

1.4.1 Généralités

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses : milieu urbain ou rural ; portée principale de 30 m à 130 m ; longueur totale de quelques dizaines de mètres à plus d'un kilomètre ; largeur totale de 7 à 8 mètres à une vingtaine de mètres ; ouvrage standard très économique ou ouvrage plus sophistiqué.

1.4.2 Morphologie Transversale

Ouvrages de type bipoutre à entretoises

La très grande majorité des ouvrages mixtes à poutres sont du type "bipoutre à entretoises". Leur tablier est composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et d'une charpente métallique constituée de deux poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées entretoises, ne présentant aucun contact avec la dalle



FIGURE 1.15 – Pont Mixte Bipoutres.

Poutres Principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine sauf pour quelques ponts de portées modestes où elles peuvent être des profilés laminés à chaud du commerce. Longitudinalement, la largeur des semelles est en général constante, l'épaisseur des semelles, la hauteur et l'épaisseur des âmes étant au contraire variables. Les semelles supérieures reçoivent sur leur face supérieure des connecteurs, en général des goujons. Ces derniers permettent de bloquer les déplacements de la dalle vis-à-vis de la charpente (glissement et soulèvement), assurant ainsi le fonctionnement mixte de l'ensemble.

Quand la voie portée présente un profil en toit symétrique, les deux poutres sont identiques et situées à la même altitude. Quand la voie portée présente un dévers unique, les deux poutres sont identiques mais décalées verticalement d'une hauteur égale au produit de leur entre-axe par le dévers de la chaussée.

Entretoises

Les poutres secondaires, appelées entretoises, n'ont aucun contact avec la dalle en béton. Les entretoises courantes sont en général des profilés du commerce. Les entretoises sur appuis, qui contreventent les poutres vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme) sont en général des profilés reconstitués soudés de plus forte hauteur. Les entretoises sont soudées sur les poutres principales par l'intermédiaire de profilés en T soudés sur les faces intérieures des âmes et des semelles et appelés montants.

L'entraxe des entretoises est inférieur ou égal à 8 m. Cet entraxe est le plus souvent constant dans une travée mais peut varier d'une travée à l'autre. Toutefois, compte tenu des sévères conditions de non-déversement imposées par les euro codes 3 et 4, l'entraxe des entretoises pourrait, à l'avenir, être plus faible près des piles qu'en milieu de travée.

Dalle

La dalle d'un bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal et le plus souvent variable dans le sens transversal (en général entre 24 et 40 cm). Elle est exécutée en béton armé lorsque sa largeur est inférieure à une quinzaine de mètres mais peut être précontrainte transversalement pour des largeurs supérieures (voir ci-dessous). Elle est solidaire de la charpente métallique grâce à des connecteurs soudés sur la semelle supérieure des deux poutres principales. Elle est exécutée après mise en place de la charpente, soit par coulage en place, soit par assemblage d'éléments préfabriqués sur chantier ou en usine.

1.4.3 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de quatre travées principales de 37.14 m de longueur et deux travées de rives de 29.712 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 208 m.

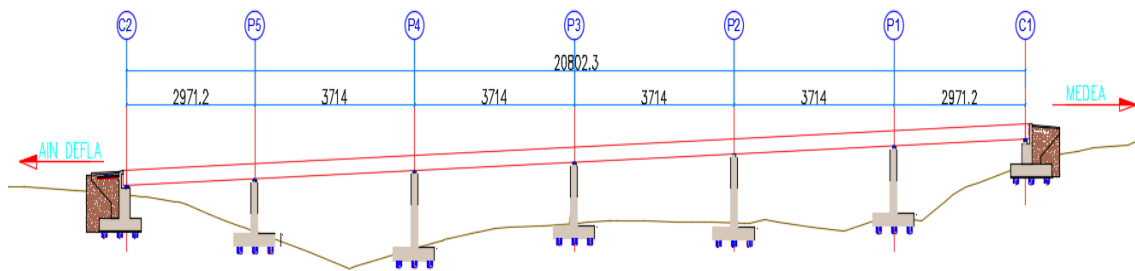


FIGURE 1.16 – Profile en long Bi-poutres.

1.4.4 Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, la conception correspondante à cette largeur consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.

X : La longueur de la Travée Maximale, dans notre cas $X = 37.14$ m

L_T : Largeur Totale du Tablier $L_T = 13.25$ m

| Eléments | Ration usuel | Valeur retenu (m) |
|--|--|-------------------|
| Épaisseur de La Dalle Au droit des Poutres Principales | $D = 0.13 + \frac{L_T - L}{23}$ | 0.3593 |
| Épaisseur de La Dalle Au centre du Tablier | $D' = 0.12 + \frac{L}{50}$ | 0.26575 |
| Hauteur sur Pile | $Max(\frac{X}{28} \times (\frac{L_T}{12})^{0.45}, 0.40 + \frac{X}{35})$ | 1.46 |
| Hauteur à la clé | h_p | 2 |
| Épaisseur de l'âme | $t_w \geq 0.005 \times d$ | 0.04 |
| Épaisseur semelle supérieur | $20 \leq t_s \leq 150$ | 0.05 |
| Largeur semelle inférieure sur pile | $(0.25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{25}) \times (0.92 + \frac{L_T}{150})$ | 0.22 |
| Largeur semelle supérieure sur pile | $400mm \leq b_s \leq 800mm$ | 0.7 |
| Largeur semelle inférieure à la clef | $500mm \leq b_i \leq 1200mm$ | 0.7 |
| Largeur semelle supérieure à la clef | $400mm \leq b_s \leq 800mm$ | 0.5 |
| Epaisseur de la semelle inférieure | $20 \leq t_i \leq 150$ | 0.06 |

TABLE 1.3 – Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

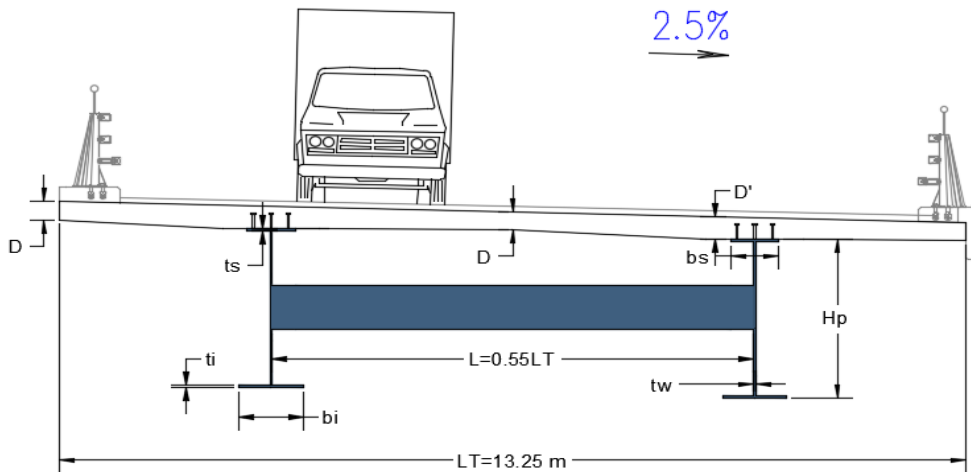


FIGURE 1.17 – Notations des dimensions de la section Transversale

1.4.5 Conception des Entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du pré-dimensionnement, on pourra prévoir un IPE400 avec un espacement de $L = 0.55 \times L_T = 7.2875 \text{ m}$, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

| Éléments | Valeur(mm) |
|-------------------------------|------------|
| Hauteur de l'entretoise | 600 |
| Largeur de la semelle b | 220 |
| Épaisseur de la semelle t_f | 19 |
| Épaisseur de l'âme t_w | 12 |

TABLE 1.4 – Pré-dimensionnement des entretoises.

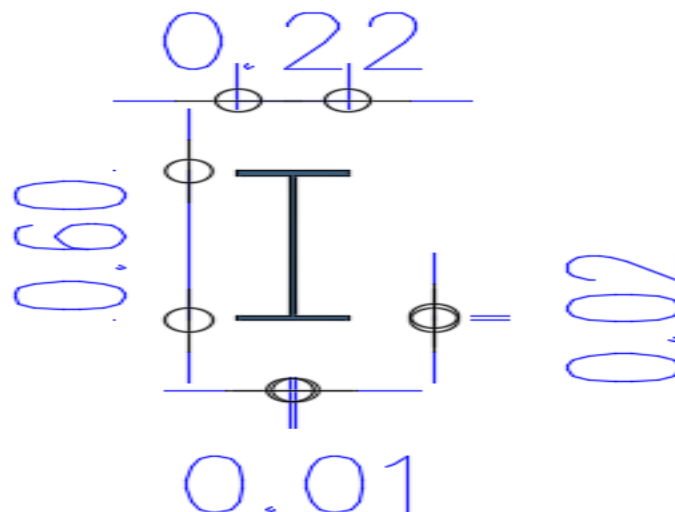


FIGURE 1.18 – Les Dimensions de la Section Transversale Entretoise

1.4.6 Choix de la Nuance d'Acier

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

1.4.7 La connexion entre la Dalle et la Charpente Métallique

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

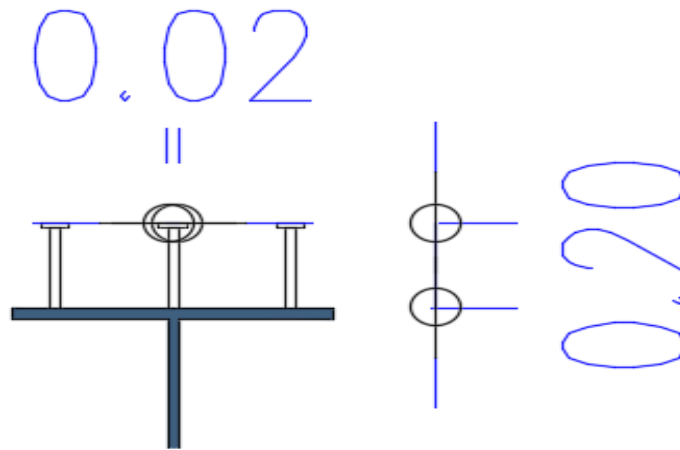


FIGURE 1.19 – Les Dimensions des Goujons

1.5 Analyse multi-critères des variantes

1.5.1 Variante 1 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs

Avantages

1. La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.
2. Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.
3. Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
4. Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.

Inconvénients

1. Le poids est très important (tablier assez épais).
2. L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.
3. Entretien est coûteux après les grands dégâts (séisme).

1.5.2 Variante 2 :Pont à Poutre Préfabriquées Précontraintes par Post-Tension VIPP

Inconvénients

1. Les différentes travées du pont sont reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'utilisateur au passage de chaque joint, constituaient le principal inconvénient de ce type de structure.
2. L'épaisseur relativement importante du tablier en comparaison avec d'autres structures précontraintes (Ponts dalle, Pont caisson) peut poser des problèmes de Gabarit et entraîner un surcoût des remblais d'accès d'ouvrage.
3. Les tabliers VIPP sont plus sensibles que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits.

Avantages

1. Il permet de s'affranchir plusieurs contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier (site accidenté, réduction de Gabarits, Voies dont les contraintes d'exploitation sont fortes).
2. Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique.
3. Il permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, et permettant de faire travailler au mieux la matière. On peut également attendre de la préfabrication une amélioration de la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles.
4. Son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

1.5.3 Variante 3 :Pont Mixte Bi-poutre

Avantages

1. La possibilité de franchir des grandes portées.
2. La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.
3. La rapidité d'exécution.

Inconvénients

1. Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier.
2. La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.
3. Un coût très élevé.
4. Entretien périodique.
5. La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnement de l'ouvrage.

1.5.4 Conclusion

Le pré dimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritères de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre Le pont à poutre préfabriquée précontrainte (poste tension) qui fera, désormais, l'objet de notre étude définitive.

1.6 DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUE DU TABLIER :

- (Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- $I_{/(\Delta)}$: Moment d'inertie par rapport à (Δ) .
- $I_{/(S)}$: Moment statique de la section considérée par rapport à (Δ) .
- $v = \frac{S_{/(S)}}{B}$: Distance du centre de gravité de la fibre inférieure.
- $I_{/0}$: Moment d'inertie propre de la section considérée. Pour une section rectangulaire
 $I_{/0} = \frac{b \times h^3}{12}$
 Pour une section triangulaire $I_{/0} = \frac{b \times h^3}{36}$
- I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
- A : Aire de la section.

$$B_{(\Delta)nette} = B_{(\Delta)brute} - 5\% B_{\Delta brute}$$

$$S_{(\Delta)nette} = S_{(\Delta)brute} - 5\% S_{\Delta brute}$$

$$I_G = I_{(\Delta)brute} - (S_{(\Delta)brute} \times v')$$

- ρ : Le rendement géométrique de la section $\rho = \frac{I_G}{v \times v' \times B}$

1.6.1 Caractéristiques géométriques de la section médiane :

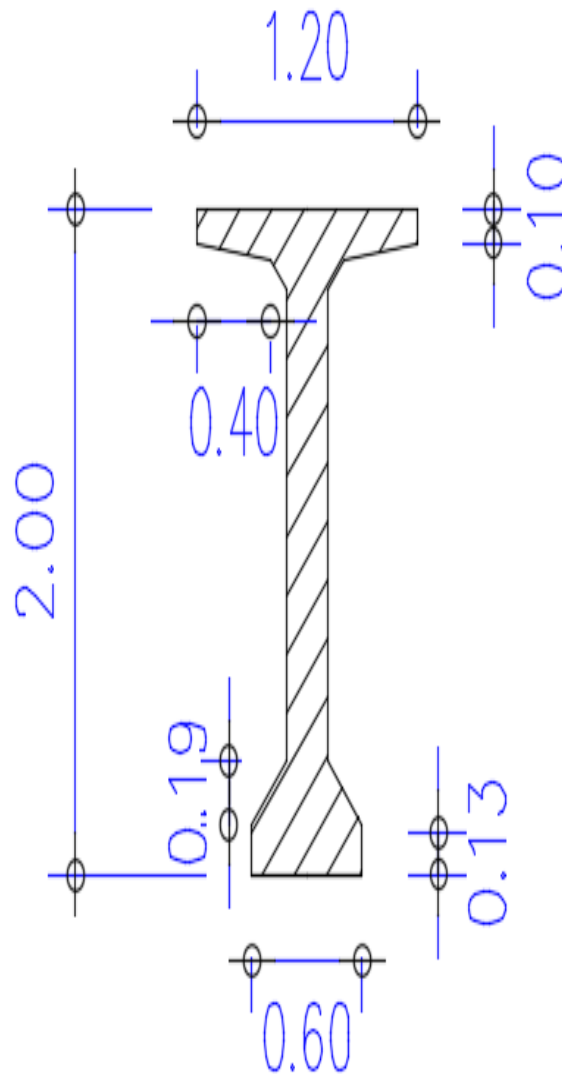


FIGURE 1.20 – Section Médiane

| Notations | Valeurs |
|-----------------|----------------------|
| $I_{/(\Delta)}$ | 0.3317 m^2 |
| v | 1.0665 m |
| v' | 0.9335 m |
| I_G | 1.0921 m^2 |
| A | 0.6685 m^2 |
| ρ | 1.64 |
| i | 0.3519 |

TABLE 1.5 – Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section Médiane

1.6.2 Caractéristiques géométriques de la section d’about :

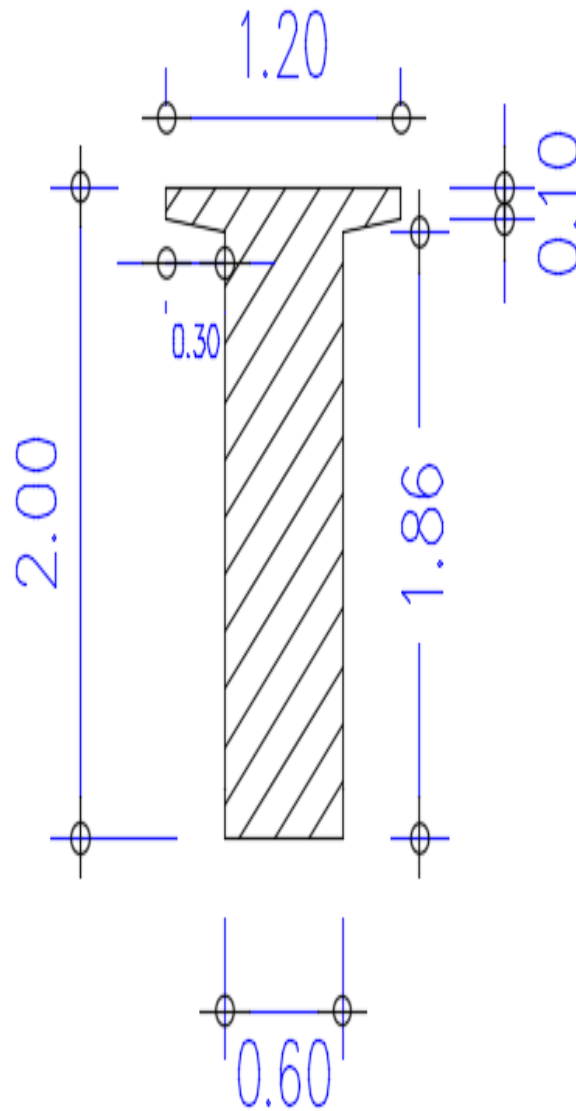


FIGURE 1.21 – Section d’about

| Notations | Valeurs |
|-----------------|----------------------|
| $I_{/(\Delta)}$ | 1.8814 m^2 |
| v | 1.0551 m |
| v' | 0.9449 m |
| I_G | 1.0551 m^2 |
| A | 1.2750 m^2 |
| ρ | 0.83 |
| i | 0.3606 |

TABLE 1.6 – Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section d’about

Chapitre 2

Présentation et Hypothèse de calcul

2.1 Présentation du Projet

L'ouvrage d'art 26.9 est un pont situé au PK : 26+827.414 où l'autoroute traverse
La structure est constituée par 6 travées égales et parallèles avec une longueur totale de mètres divisée en une travée de 35 mètres

La typologie adoptée est une typologie de tablier de poutres de béton précontraint, donc il s'agit d'une structure isostatique dans chaque une des portées.

La section transversale de chaque tablier a une largeur de 13.25 mètres et elle est formée 7 poutres de 1.80 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté, dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur qui sera coulée in situ sur les pré-dalles de béton armé disposées dessus les poutres.

La construction du tablier est réalisée au moyen de la mise en place par une grue des éléments préfabriqués : poutres et pré-dalles, et le bétonnage in situ de la dalle supérieure.

Les fondations des piles et culées du viaduc ont été conçues comme des fondations sur pieux.

| | Hauteur Moyenne (m) |
|---|---------------------|
| 1 | 8 |
| 2 | 13 |
| 3 | 15 |
| 4 | 13 |
| 5 | 16 |
| 6 | 15 |
| 7 | 8 |

TABLE 2.1 – Hauteur Moyenne des Appuis

2.2 Zone du projet

Le viaduc se trouve entre les kilomètres 26+827 à 27+036 de l'itinéraire. La location Via 26.9 est affichée dans la Figure 1-1 ci-dessous.

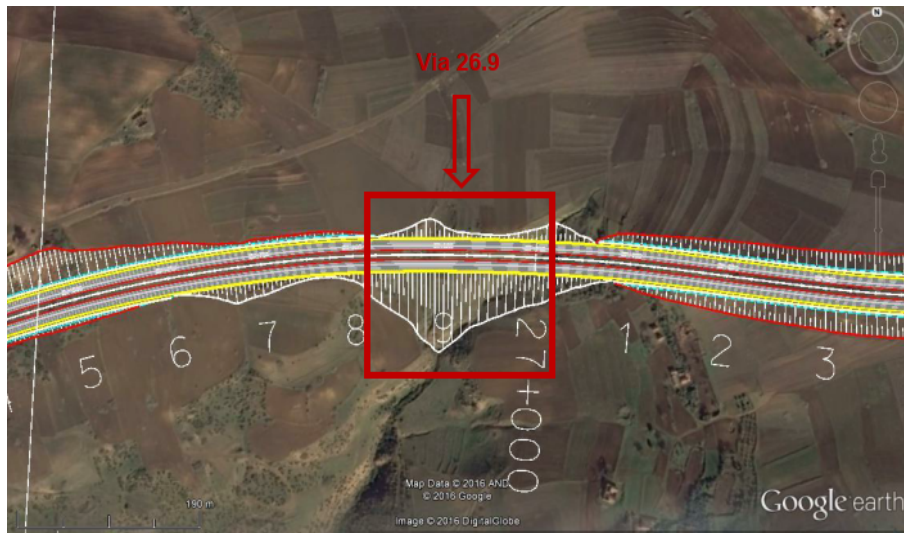


FIGURE 2.1 – Location du Viaduc 26.9

La ligne de Via 26.9 d'environ 209 mètres commence à partir de PK : 26+827, à la cote de 489 mètres et s'achève à PK : 27+036,269, à la cote de 496 mètres.

Le viaduc prévu sera construit sur 7 piles au total dont 5 sont des piles de pont avec un intervalle de 35 mètres entre chaque pile.

2.3 Normes et Règlements

La conception des ponts et des viaducs sera faite sur la base des Eurocodes. Cependant, les charges de et les données sismiques seront conformes aux données du pays. La conception sera faite selon les normes suivantes :

| Norme | Titre |
|-----------|--|
| RCPR 2009 | Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes |
| RPOA 2008 | Règles para-sismiques applicables au domaine des ouvrages d'art |

TABLE 2.2 – Tableau récapitulatif des Normes Utilisées

Les charges sismiques ont été prises suivant les règles para-sismiques des ouvrages d'art RPOA-2008, l'analyse sismique de la structure a été effectuée suivant l'euro-code 1998-2.

2.4 Matériaux

2.4.1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions étudiées de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 2 à 4 MPa)

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé sauf que l'on utilise sous contrainte plus élevée.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges (poids propre). Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers. Pour le béton précontraint, le dosage du ciment sera de l'ordre de 400 à 450 kg/cm^3 , et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm^3 , qui nous garantiront une résistance de 35 au minimum.

2.4.2 Résistance du béton :

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de j , dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " f_{cj} " elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

2.4.3 La résistance caractéristique à la compression

Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (f_{C28}).

La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément. Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{C28} = \begin{cases} 35MPa, & 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76+0.83j} f_{C28}, & j \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

2.4.4 La résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression dans laquelle et sont exprimées en MPa :

$$f_{tj} = \begin{cases} 0.6 + 0.06(35) = 2.7MPa, & (\text{Pour } f_{C28} = 35MPa) \\ 0.6 + 0.06(27) = 2.2MPa, & (\text{Pour } f_{C28} = 27MPa) \end{cases}$$

2.5 Contraintes admissibles du béton :

On fixe la valeur des contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

2.5.1 Contrainte admissible à la compression :

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme contrainte déformation suivant :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{(Situation Durable ou Transitoire)} \\ 1.15 & \text{(Situation Accidentelle)} \end{cases}$$

- Le coefficient θ est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré est supérieure à 24h
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Pour le calcul à l'état limite de service "ELS" : $\sigma_b = 0.6 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

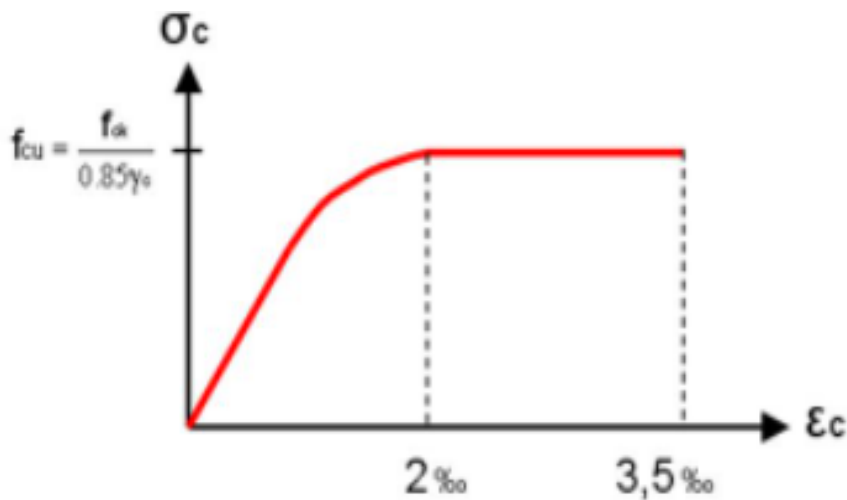


FIGURE 2.2 – Diagramme Contrainte Déformation

2.5.2 Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux Valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, $1.5f_{tj}$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes :
- 0 dans la section d'enrobage.

2.6 Déformation du béton :

2.6.1 Déformation longitudinale du béton E :

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles B.P.E.L comme suit :

- Module de déformation instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000(f_{tj})^{1/3}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$$

2.6.2 Déformation transversale (coefficient de poisson) :

Elle est donnée par la formule suivante : $\frac{E}{2(1+\nu)}$

Où : ν représente le coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson ν :

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν , prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(Pour un béton non fissuré (E.L.S))} \\ 0 & \text{(Pour un béton fissuré(E.L.U))} \end{cases}$$

2.7 L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

2.7.1 Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé (les armatures passives ne sont tendues que sous les sollicitations extérieures).

La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 type 2, de limite élastique égale à 400 MPa.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

La pente de la droite de Hook dans le diagramme contrainte-déformation représente le module d'élasticité longitudinal $E_s = 2 \times 10^5 MPa$

Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110(n f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\}$
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 90(n f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right\}$

Tel que :

$n = 1.60$ Avec Aciers à haute adhérence.

2.7.2 Aciers actifs

La limite élastique

Comme c'est acier n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant la contrainte qui, après retour à une contrainte nulle, laisse un allongement résiduel de 1%.

La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90 % de la résistance garantie.

Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal "EP" des aciers de précontrainte est pris égale à :

- $E_p = 200000MPa$ Pour les barres
- $E_p = 190000MPa$ Pour les torons.

2.8 Caractéristiques des Matériaux

2.8.1 Béton

1. Tablier - poutres préfabriquées et pré-dalles : RN 35 $\implies f_{C28} = 35MPa$
2. Tablier - dalles , Piles , Semelles , Culées : RN 27 $\implies f_{C28} = 27MPa$
3. Béton de propreté : RN 10 $\implies f_{C28} = 10MPa$

2.8.2 Acier pour armature passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE 400

- La limite d'élasticité : $f_e = 400MPa$
- Module de déformation élastique : $E_c = 200GPa$
- Poids volumique : $g = 78.5 KN/m^3$

2.9 La Géologie de la zone d'étude et les caractéristiques géotechniques

2.9.1 Géologie régionale

La géologie de l'Algérie peut être subdivisée en trois domaines contrastés tectonostratigraphiques : Le Craton Ouest-africain est généralement constitué d'un sous-sol granitisé Précambrien et de ses ceintures mobiles du Protérozoïque environnants, formant la partie centrale, méridionale et occidentale plus grande du pays. La limite orientale des frontières du Craton Ouest-africain au bouclier Touareg, qui comprend la région du Hoggar et ses prolongements sud-ouest et sud-est, l'Adrar des Iforas et l'Aïr, respectivement. Cette région a été la plus touchée par l'événement tectono-thermique Panafricain. Dans le nord, à partir de Tanger au Maroc via le nord de l'Algérie à Tunis en Tunisie, une chaîne repliée s'étend sur toute la longueur du Maghreb. Cette ceinture fait partie de la chaîne des Alpes, avec ses caractéristiques ressemblant plutôt aux segments Bétique et Apenine de l'unité Alpine. La partie algérienne de la ceinture dernière est également connue comme la chaîne Tellienne. **Stratigraphie et Tectonique**

En Algérie, le Craton Ouest Africain affleure dans le bouclier Reguibat dans le nord-ouest du pays. Le bouclier Reguibat peut être subdivisée en deux parties principales, dont la partie orientale seulement est représentée en Algérie : Le Bouclier dite Archéen à l'ouest présente un métamorphisme majeur de très haute qualité et une abondance de migmatites et quartzites ferrugineux. La principale caractéristique structurelle est un noyau migmatitique de 300 km de diamètre, où les gneiss cloisons sont toujours présents. Agés de plus de 2500 milliards, ils sont dominants. Le Bouclier dite Eburnéen en tant que partie centrale et orientale du Bouclier Reguibat donne surtout pas les âges de plus de 2.000 Ma et est divisé par plusieurs failles, dont le nombre augmente de l'ouest en est. Des granites intrusives dans l'ouest et des formations volcaniques à l'est prédominent. En Algérie la série Yetti constitué de roches sédimentaires

volcaniques, des laves acides et basiques et des produits pyroclastiques fait partie du Bouclier Reguibat. Ces roches ont été affectés par plusieurs générations de plis, dont le plus ancien, isoclinal et contemporain d'un métamorphisme de faible intensité, a été développé avant la mise en place des granites Eburnéens, soit environ il y a 2 150 Ma. La série d'Akilet Deilel repose en discordance sur la série Yetti et se compose principalement de dépôts détritiques avec, à leur sommet, des roches volcaniques d'affinité géochimique calco-alcaline mis en place dans un cadre de marge continentale.

2.9.2 Géologie de la zone d'étude

Les sondages de recherche et les travaux de cartographie géologique réalisés dans la zone d'étude font observer que des unités d'âge Miocène/Pliocène sont dominants dans la zone du Via 26.9. Le sondage effectué sur la zone d'examen fait observer à partir de la surface jusqu'à 5,75 mètres une unité d'argile très solide de couleur marron/marron rougeâtre, partiellement a concrétion du carbonate de calcium, partiellement sablonneuse/limoneuse, a haute plasticité; une unité d'argile rigide de couleur gris, partiellement sablonneuse/limoneuse, a haute plasticité entre 5.75 - 8,75 mètres; une unité de grès de couleur beige/marron, peu décomposé, partiellement a niveau intermédiaire d'argile entre 8.75 - 16,20 mètres et une unité de marne rigide, de couleur gris/gris foncé a partir de cette profondeur jusqu'à 30,00 mètres qui représente le fond du puits. Les tests SPT effectués dans ce puits font observer que les valeurs SPT N sont « refusées » après 9,00 mètres.



FIGURE 2.3 – Vue des unités d'argile, couches de grès peu décomposé et de marne qui suivent observées dans le sondage BH-105

Le sondage BH-106 effectué sur la zone d'examen entre faisant observer a partir de la surface jusqu'à 14,25 mètres une unité d'argile, de couleur marron clair/marron, partiellement a concrétion de calcium carbonate, a haute plasticité, cette unité est très solide jusqu'à 5.00 mètres et rigide entre 5.00/14.25 mètres; des unités de sable/grès, de couleur gris/beige, très ferme/a résistance faible, a ciment faible entre 14.25-24.00 mètres et 28.60-30.00 mètres. Une unité de marne est constatée entre 24.00- 28.00 mètres.



FIGURE 2.4 – Les unités d'argile, l'alternance de sable/grès a résistance très faible qui suit et la couche intermédiaire de marnes observées dans le sondage BH-106

Le sondage BH-107 effectué entre faisant observer a partir de la surface jusqu'à 2.50 mètres une unité d'argile a gravier de couleur marron, sont observées des unités d'argile très solide de couleur marron clair/marron/gris foncé entre 2.50 – 5.00 m, d'argile rigide entre 5.00 - 12,00 mètres, de sable/grès de couleur marron clair/gris clair/beige, a résistance très faible entre 12.00 – 29.75 m. Une unité de marne est également observer a partir de 29.75 mètres jusqu'à 30.50 mètres qui représente le fond du puits.



FIGURE 2.5 – Les unités d'argile, et de sable/grès à résistance très faible qui suit BH-107

Le sondage BH-108 effectué sur la zone d'examen entre le 08.11.2015 et le 09.11.2015 fait observer une unité d'argile de couleur marron clair/marron, rigide, a plasticité moyenne, partiellement sablé, a gravier et limoneuse a partir de la surface jusqu'à 10,75 mètres ; une unité de grès de couleur marron clair/beige, peu/moyennement décomposée, partiellement a contenance de sable très ferme entre 10,75 et 13,00 mètres ; une unité de marne de couleur marron clair/gris clair-foncé, moyennement ferme, compact (morceaux d'argilite) et a contenance de morceaux de coquillage et de calcite entre 13.00 - 23,80 mètres et une unité de grès de couleur marron clair/beige, peu/moyennement décomposée, partiellement très ferme, a ciment faible et a contenance de sable à partir de cette profondeur jusqu'à 30,00 mètres qui représente le fond du puits.



FIGURE 2.6 – Unités d'argile/marne et alternance de marne et de gres a résistance tres faible observés dans le sondage BH-108

2.9.3 Étude de sol

4 sondages de recherche de sol (BH-105, BH-106, BH-107, BH-108) sont effectués par l'entrepreneur MAPA sur la zone du viaduc 26.9. les emplacements des recherches sont indiqués dans la Figure ci-dessous.

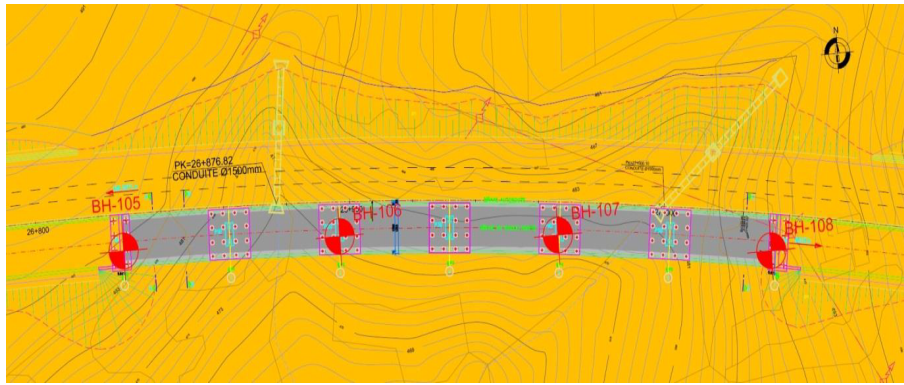


FIGURE 2.7 – Locations d'exploration

Le plan-profil géologique du viaduc étant établi en utilisant les données des sondages effectués par l'entrepreneur, les dessins de Plan-Profil Géologique du Viaduc 26.9 » sont présentés en annexe.

Résultats Des Essais Sur Le Terrain

Essai de pénétration standard (SPT)

Les résultats des essais de pénétrations standards effectuées au cours des forages sont présentés dans le tableau ci-dessous.

| Profondeur (m) | Nombre de chocs | | | N |
|----------------|-----------------|-------|-------|----|
| | 0-15 | 15-30 | 30-45 | |
| 1,50-2,00 | 4 | 7 | 11 | 18 |
| 3,50-4,00 | 6 | 10 | 15 | 25 |
| 5,00-5,50 | 11 | 13 | 17 | 30 |
| 9,00-9,50 | 16 | 50/5 | - | R |

TABLE 2.3 – Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° BH-105

| Profondeur (m) | Nombre de chocs | | | N |
|----------------|-----------------|-------|-------|----|
| | 0-15 | 15-30 | 30-45 | |
| 1,50-2,00 | 13 | 15 | 23 | 38 |
| 3,50-4,00 | 13 | 17 | 27 | 44 |
| 5,50-6,00 | 14 | 19 | 24 | 43 |
| 7,50-8,00 | 16 | 20 | 29 | 49 |
| 9,50-10,00 | 50/12 | - | - | R |
| 14,50-15,00 | 50/14 | - | - | R |

TABLE 2.4 – Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° BH-108

Les résultats des tests de pénétration standard effectués dans les forages ouverts dans la zone d'étude; sont indiqués dans le graphique ci-dessous.

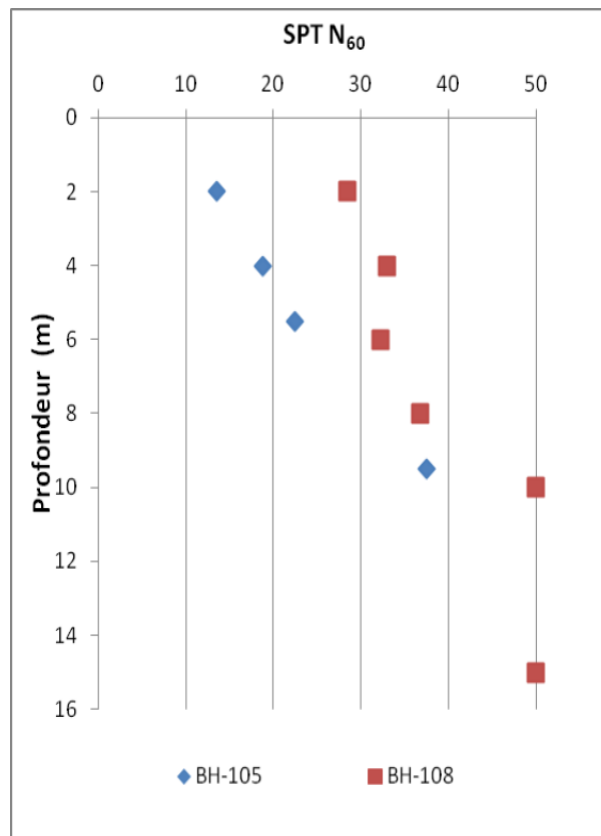


FIGURE 2.8 – Variation de la Valeur de SPT N60 en Profondeur

Le pourcentage d'énergie du terrain a été prévu comme 45% et la rectification a été faite pour le pourcentage d'énergie de 60%.

Tests de Pressiomètre

Il y a les résultats des tests de Pressiomètre du trois nouveau forages BH-105, BH-106, BH-107 et BH-108 de la phase en cours des explorations de site menées par MAPA. Les résultats de ces tests sont présentés en Annexe.

| Profondeur (m) | E_p (kg/cm ²) | P_L (kg/cm ²) |
|----------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 2,00 | 78,0 | 15,5 |
| 4,00 | 151,0 | 19,0 |
| 6,00 | 232,0 | 30,0 |
| 8,00 | 307,0 | 23,4 |
| 10,00 | 338,0 | 30,0 |
| 12,00 | 3455 | >50 |
| 14,00 | 1657 | >50 |

TABLE 2.5 – Résultats de Test de Pressiomètre du forage n° BH-106

| Profondeur (m) | E_p (kg/cm ²) | P_L (kg/cm ²) |
|----------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 4,00 | 97,0 | 12,7 |
| 6,00 | 135,0 | 23,0 |
| 8,00 | 149,0 | 22,0 |
| 10,00 | 246,0 | 26,0 |
| 12,00 | 297,0 | 37,0 |
| 14,00 | 243,0 | 23,5 |
| 16,00 | 2839 | >50 |
| 22,00 | 4152 | >50 |

TABLE 2.6 – Résultats de Test de Pressiomètre du forage n° BH-107

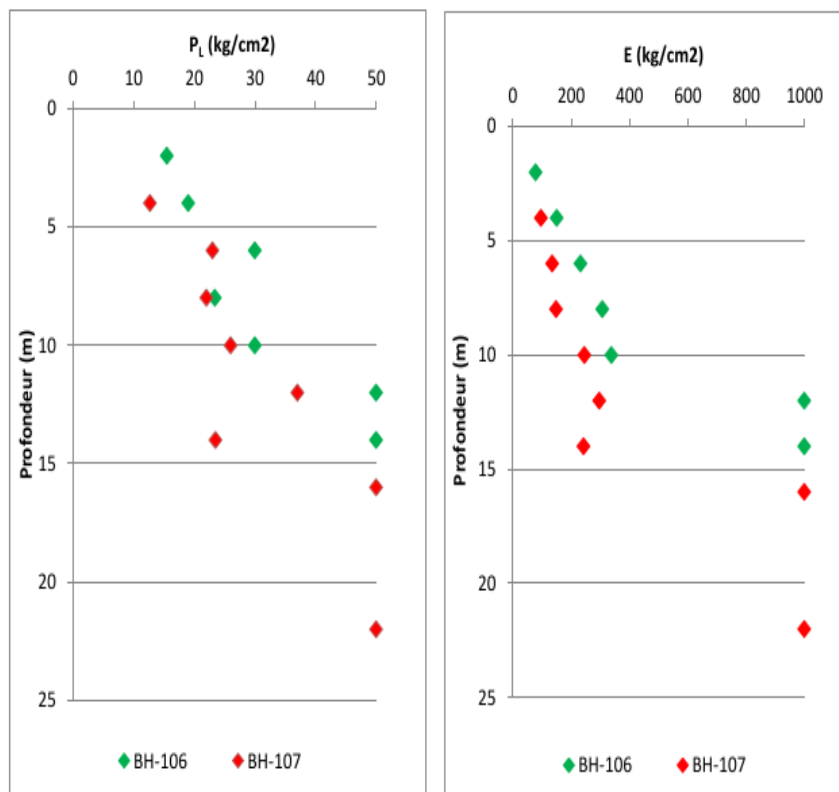


FIGURE 2.9 – Résultats de Test de Pressiomètre

2.9.4 Résultats des tests de Laboratoire

Les résultats des tests de laboratoire des échantillons provenant du forage sont mentionnés dans le tableau ci-dessous. Tous les résultats d'essais se trouvent dans l'annexe.

| N° de Forage | Profondeur (m) | Granulométrie | | Sedi meno metre | Limites de Atterberg | | | Teneur eau (%) | Densité (t/m ³) | Pourcentage de Gonflage Libre (%) | Pression de Gonflage (kg/cm ²) | Compression triaxiale sur matériaux (UU) | | Essai de Compression à expansion Latearele libre (ELL) | Détermination de La résistance e la Compression Uniaxiale (Nature) | Point de Résist. de Charge Index | USCS |
|--------------|----------------|--------------------------|----------------------------|--|----------------------|--------|--------|----------------|-----------------------------|-----------------------------------|--|--|-------------|--|--|----------------------------------|------|
| | | # 4 Restant (%>4,75 mm) | # 200 Passant (%<0,074 mm) | | < 0.002 mm | WL (%) | WP (%) | | | | | IP (%) | Coh. (bars) | | | | |
| | | qu (kg/cm ²) | Contrainte (bars) | I _{p(50)} (kg/cm ²) | | | | | | | | | | | | | |
| BH-105 | 1,50-1,90 | 0,00 | 99,42 | | 57,50 | 23,40 | 34,10 | 21,99 | 2,065 | 1,40 | 0,235 | | | | | | CH |
| BH-105 | 5,80-6,20 | 0,11 | 99,15 | | 53,50 | 23,70 | 29,80 | 21,51 | | | | | | | | | CH |
| BH-105 | 9,50-10,00 | | | | | | | | 2,681 | | | | | 691,9 | | | |
| BH-105 | 14,20-14,50 | | | | | | | | | | | | | | | 3,65 | |
| BH-105 | 17,00-17,50 | | | | | | | | | | | | | | | 2,82 | |
| BH-105 | 23,00-23,50 | | | | | | | | | | | | | | | 5,51 | |
| BH-105 | 29,50-30,00 | 0,00 | 97,33 | | 78,20 | 29,50 | 48,70 | 13,39 | | | | | | | | | CH |
| BH-106 | 2,20-2,50 | | | | | | | | 1,980 | | | | | | | | |
| BH-106 | 3,40-3,80 | 0,08 | 72,05 | | 47,20 | 23,20 | 24,00 | 17,32 | 2,050 | | | 1,24 | 9,10 | | | | |
| BH-106 | 6,20-6,50 | | | | | | | | 2,068 | 1,70 | 0,565 | | 3,66 | | | | |
| BH-106 | 8,80-8,90 | 0,00 | 92,47 | | 60,10 | 26,00 | 34,10 | 22,09 | 2,079 | | | | 3,69 | | | | |
| BH-106 | 15,00-15,30 | | | | | | | | 2,324 | | | | 3,62 | | 195,9 | | |
| BH-106 | 17,00-17,20 | | | | | | | | 2,076 | | | | | | 118,1 | | |
| BH-106 | 28,10-28,30 | | | | | | | | 2,199 | | | | | | 114,8 | | |
| BH-107 | 5,50-5,90 | | | | | | | | | | | 0,77 | 8,50 | | | | |
| BH-107 | 7,00-7,35 | 0,00 | 97,61 | | 84,40 | 29,70 | 54,70 | | 1,60 | 0,235 | | | 2,97 | | | | CH |
| BH-107 | 10,55-11,00 | | | | | | | | | | | | 6,56 | | | | |
| BH-107 | 12,95-13,30 | 5,62 | 37,25 | | 43,80 | 22,00 | 21,80 | | | | | | 6,78 | | | | SC |
| BH-107 | 16,00-16,20 | | | | | | | | | | | | | | | 1,72 | |
| BH-107 | 19,70-19,80 | | | | | | | | | | | | | | 403,7 | | |
| BH-107 | 28,50-28,70 | | | | | | | | | | | | | | 192,4 | | |

TABLE 2.7 – Résultats de Test de Laboratoire

| N° de Forage | Profondeur (m) | Granulométrie | | Sedi meno metre | Limites de Atterberg | | | Teneur eau (%) | Densité (t/m ³) | Pourcentage de Gonflage Libre (%) | Pression de Gonflage (kg/cm ²) | Compression triaxiale sur matériaux (UU) | | Essai de Compression à expansion Latearele libre (ELL) | Détermination de La résistance e la Compression Uniaxiale (Nature) | Point de Résist. de Charge Index | USCS |
|--------------|----------------|--------------------------|----------------------------|--|----------------------|--------|--------|----------------|-----------------------------|-----------------------------------|--|--|-------------|--|--|----------------------------------|------|
| | | # 4 Restant (%>4,75 mm) | # 200 Passant (%<0,074 mm) | | < 0.002 mm | WL (%) | WP (%) | | | | | IP (%) | Coh. (bars) | | | | |
| | | qu (kg/cm ²) | Contrainte (bars) | I _{p(50)} (kg/cm ²) | | | | | | | | | | | | | |
| BH-108 | 1,50-2,00 | 1,94 | 40,91 | | 29,90 | 17,10 | 12,80 | 13,49 | | | | | | | | | SC |
| BH-108 | 4,90-5,50 | 0,00 | 84,95 | 51,54 | 43,10 | 22,10 | 21,00 | 26,41 | 1,976 | 1,05 | 0,251 | | 2,97 | | | | CL |
| BH-108 | 9,50-10,00 | 2,80 | 80,47 | 44,38 | 56,40 | 25,80 | 30,80 | 23,84 | | | | | | | | | CH |
| BH-108 | 11,50-11,60 | | | | | | | | 2,518 | | | | | | 679,5 | | |
| BH-108 | 14,50-15,00 | 0,00 | 90,09 | 48,55 | 42,7 | 22,1 | 20,60 | 24,94 | | | | | | | | | CL |
| BH-108 | 16,20-16,30 | | | | | | | | 2,361 | | | | | | 383,2 | | |
| BH-108 | 20,00-20,50 | | | | | | | | 2,470 | | | | | | 310,4 | | |
| BH-108 | 25,00-25,50 | | | | | | | | 2,351 | | | | | | 144,7 | | |
| BH-108 | 27,70-27,80 | | | | | | | | | | | | | | | | 4,29 |

2.10 Sismicité

Le document technique réglementaire DTR, concernant les règles para-sismiques algériennes applicable au domaine des ouvrages d'arts RPOA 2008, élaboré par le CTPP et le CGS (centre national de recherche appliquée en génie para-sismique), divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

| Zone | 0 | I | Ia | Ib | III |
|-----------|-------------|--------|---------|--------|-------------|
| Sismicité | Négligeable | Faible | Moyenne | Elevée | Très élevée |

TABLE 2.8 – Tableau de sismicité

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d’application des règles algériennes para-sismiques RPOA 2008 doit être classé dans l’un des trois groupes définis ci-après :

- Groupe 1 : Ouvrages d’importance stratégique
- Groupe 2 : Ouvrages de grande importance
- Groupe 3 : Ouvrages d’importance moyenne Le valeur du coefficient d’accélération -A- est déterminée conformément à la relation suivante entre le groupe d’encadrement de l’ouvrage et la zona sismique correspondante.

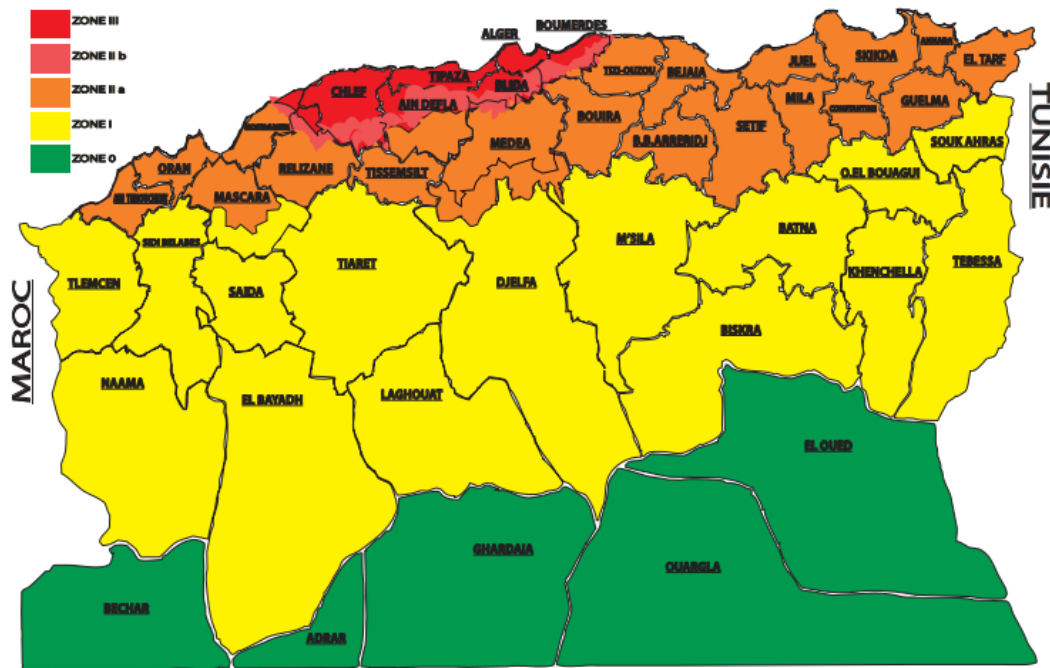


FIGURE 2.10 – Carte de Zonage sismique.

| Groupe | ZONE | | | |
|--------|------|-------------|-------------|------|
| | I | Ia | Ib | III |
| 1 | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 2 | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 3 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |

FIGURE 2.11 – Coefficient d’accélération (a)

La Wilaya de Médéa est classée en zone IIB d'après le RPOA 2008.

La classification des ponts selon leur importance et du ressort du maitre d'ouvrage qui doit la faire figurer dans le cahier de charge.

Pour notre ouvrage on va opter pour un groupe d'usage 2 (pont important, routes express).

Donc un Coefficient d'accélération de zone : $A = 0.25$ (RPOA 2008).

Chapitre 3

Calcul des charges et surcharges

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des charges et surcharges (permanentes ou d'exploitations), que notre ouvrage doit supporter.

3.1 Les Actions

- Les actions hors trafic.
- Les actions dues au trafic.

3.1.1 Les Actions hors trafic

Les Actions permanentes

Les actions permanentes comprennent :

- Le poids propre G des éléments de la structure ;
- Le poids des équipements fixe de toute nature (Garde-corps, corniche, revêtement, bordures)
- Les actions thermiques
- L'effort de rappel dû au frottement des appareils d'appuis.

Actions variable hors trafic

- Actions dues au vent.
- Actions dues à l'eau.

3.1.2 Les actions dues au trafic

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

3.1.3 Les actions accidentelles

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un Règlement Para-sismique Algérien des Ouvrages d'Art (RPOA2008).

3.2 Évaluation des surcharges :

3.2.1 Les actions permanentes

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

Les éléments porteurs (charge permanente CP)

Poids total des poutres :

On a pour le poids de la longueur moitié d'une poutre :

$$\Sigma P_i = P_{About} + P_{Variable} + P_{Médiane}$$

Telle que : $P_i = L_i + \gamma_b + S_i$

Avec :

- S_i : L'air de la section
- L_i : Longueur de la section
- γ_b : poids volumique du béton. Fixe à $\gamma_b = 25 \text{ KN}/\text{m}^3$

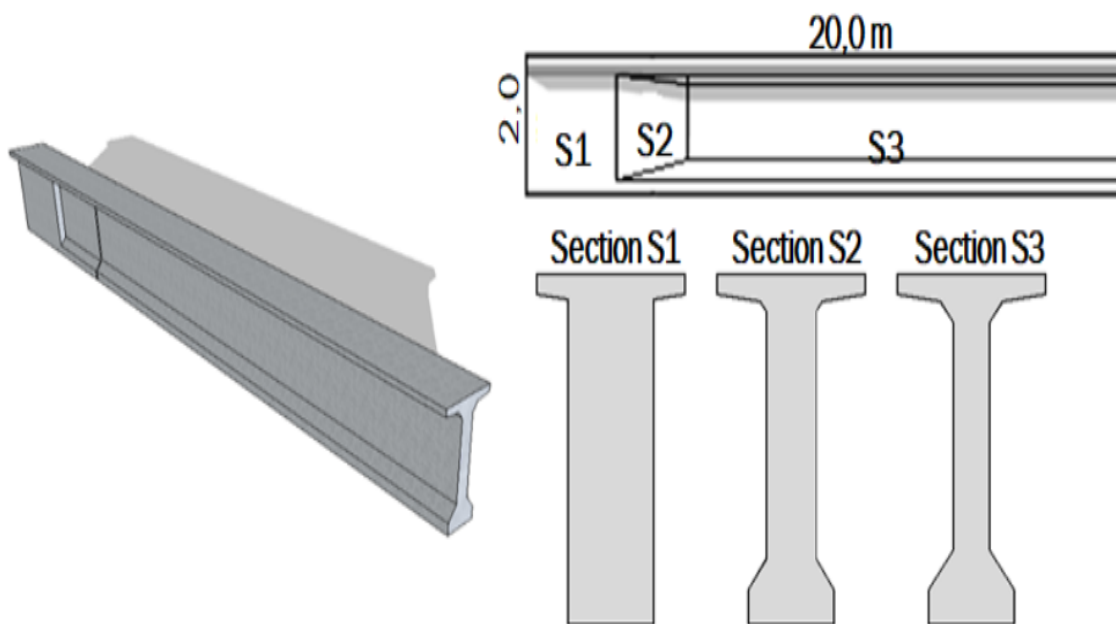


FIGURE 3.1 – Type de section de la Poutre

N.B : Les surfaces à partir de l'Auto-Cad :

- $P_{About} = 2.5 \times 25 \times 1.2750 = 79.69 \text{ KN}$
- $P_{Médiane} = 16 \times 25 \times 0.6882 = 79.69 \text{ KN}$
- $P_{Variable} = 1.5 \times 25 \times 0.7850 = 29.44 \text{ KN}$

$$\Sigma P_i = 376.41 \text{ KN}$$

Pour la totalité des poutres :

$$P_{total} = 2 \times 6 \times \Sigma P_i = 4516.9 \text{ KN}$$

Poids de l'hourdis :

L'épaisseur d'hourdis est de 25cm

$$P_h = e \times L \times \gamma_b$$

Avec :

- e :Épaisseur de l'hourdis.
- L :Largeur du tablier.
- γ_b :Poids volumique du béton
- $P_h = 0.25 \times 13.25 \times 25 = 82.8125KN/ml = 3312.5KN$

Poids des entretoises :

L'épaisseur de l'entretoise est de 0.35 m avec une largeur de 1.81 m et une hauteur de 1.6 m.

$$\begin{aligned} P_{entretoises} &= S \times e \times \gamma_b \times 5 \\ &= (1.6 \times 1.81) \times 0.35 \times 25 = 126.7KN \end{aligned}$$

Donc le poids total des entretoises des deux zones d'about est :

$$\begin{aligned} P_{entntretoises} &= P_{entretoise} \times 2 = 253.4KN \\ PCP &= P_{hourdis} + P_{poutres} + P_{entretoises} \\ &= 8082.8Kn \end{aligned}$$

Calcul des charges complémentaires permanentes :

Ces charges sont appelées CCP et concernent, avec un poids total PCCP selon le RCPR :
PCCP=P (corniche) + P (revêtement) + P (glissière de sécurité) +P(trottoir)

Poids de revêtement :

$$P_{rev} = \gamma_{rev} \times L_{rev} \times E_{rev}$$

- γ_{rev} :Masse volumique du revêtement (Béton bitumineux)
- L_{rev} :Largeur du revêtement.
- E_{rev} :Épaisseur du revêtement.

$$\begin{aligned} P_{rev} &= 24 \times 12 \times 0.08 = 23.04KN/ml \\ P_{rev} &= 921.6KN \end{aligned}$$

Bordures et corniche :

$$\begin{aligned} P &= S \times \gamma_b \times L \\ &= 0.51 \times 25 \times 40 = 510KN \end{aligned}$$

Les glissières de sécurité :

Le poids de la glissière de sécurité est $P_{gli} = 0.6KN/ml$

Le poids des glissières de sécurité pour deux trottoirs $P_{gli} = 1.2Kn/ml$

$$P_{gli} = 1.2 \times 40 = 48KN$$

Alors : $PCPP = 921.6 + 510 + 48 = 1479.6KN$.

Au final le poids total d'une portée :

$$\begin{aligned} P &= PCP + PCCP = 8082.8 + 1479.6 \\ P &= G = 9562.4KN. \end{aligned}$$

3.3 ÉVALUATION DES SURCHARGES :

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR et qui sont : A(L), Bc, Br, Bt, Mc120 et D240.

3.3.1 Système des charges A(L) :

Le système de charge A est définie comme une charge uniforme répartie dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par les coefficients α_1 et α_2 . Exprimée en Kn par mètre carré est donnée en fonction de l.

Avec l : la portée chargée qui est égale à 40 ml.

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l + 12} = 9.223 \text{ KN/m}^2$$

Détermination α_1 et α_2 :

α_1 est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées :

| Nombre de Voies | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-----------------|-----------|-----|-----|-----|------|-----|
| Classe du Pont | Première | 1 | 1 | 0.9 | 0.75 | 0.7 |
| | Deuxième | 1 | 0.9 | - | - | - |
| | Troisième | 0.9 | 0.8 | - | - | - |

TABLE 3.1 – Les valeurs du coefficient α_1

Le pont étudié est de classe 1

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0.9 & \text{Pour trois voies chargées.} \\ 1 & \text{Pour un ou deux voies chargées.} \end{cases}$$

$$A_1 = \max(\alpha_1 \times A(L)) \quad ; \quad 4 - 0,002L$$

$$A_1 = \begin{cases} 8.301 \text{ KN/m}^2 & \text{Pour trois voies chargées.} \\ 9.223 \text{ KN/m}^2 & \text{Pour un ou deux voies chargées.} \end{cases}$$

La charge A_1 obtenue est multipliée par un coefficient $\alpha_2 = \frac{V_0}{V}$.

V_0 : Dépend de la classe du pont.

| Classe du pont | V_0 (m) |
|-------------------------|-----------|
| 1 ^{er} classe | 3.5 |
| 2 ^{ème} classe | 2 |
| 3 ^{ème} classe | 2.75 |

TABLE 3.2 – Les valeurs de V_0

Alors :

$$- V_0 = 3.5 \text{ m}$$

$$- V = \frac{Lr}{N} = \frac{12}{3} = 4$$

$$- \alpha_2 = 0.875$$

La charge A_2 : $A_2 = \alpha_2 \times A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

$$A_2 = \begin{cases} 7.263 \text{ KN/m}^2 & \text{Pour trois voies chargées.} \\ 8.070 \text{ KN/m}^2 & \text{Pour un ou deux voies chargées.} \end{cases}$$

Alors $A(L)$: $A(L) = A_2 \times V$

| Nombre de voies chargées | A(L) (KN/ml) |
|--------------------------|--------------|
| 1 voie (3.5m) | 28.245 |
| 2 voies (7 m) | 56.491 |
| 3 voies (10.5 m) | 84.735 |

TABLE 3.3 – Les valeurs finales de A(l)

3.3.2 Système des Charges B

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

1. Le système B_c se compose de camions types.
2. Le système B_r se compose d'une roue isolée.
3. Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Camion B_C :

Article 4.5.1 RCPR : Il se compose de deux (02) camions de 30 Tones (300 KN) par voies de circulation, la valeur des charges de ce système est multipliée par un coefficient « b_c » en fonction du nombre de voie et de la classe du pont

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné par le tableau suivant :

| Nombre de Voies | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-----------------|-----------|-----|-----|------|-----|-----|
| Classe du Pont | Première | 1.2 | 1.1 | 0.95 | 0.8 | 0.7 |
| | Deuxième | 1 | 1 | - | - | - |
| | Troisième | 0.9 | 0.8 | - | - | - |

TABLE 3.4 – Les valeurs du coefficient b_c

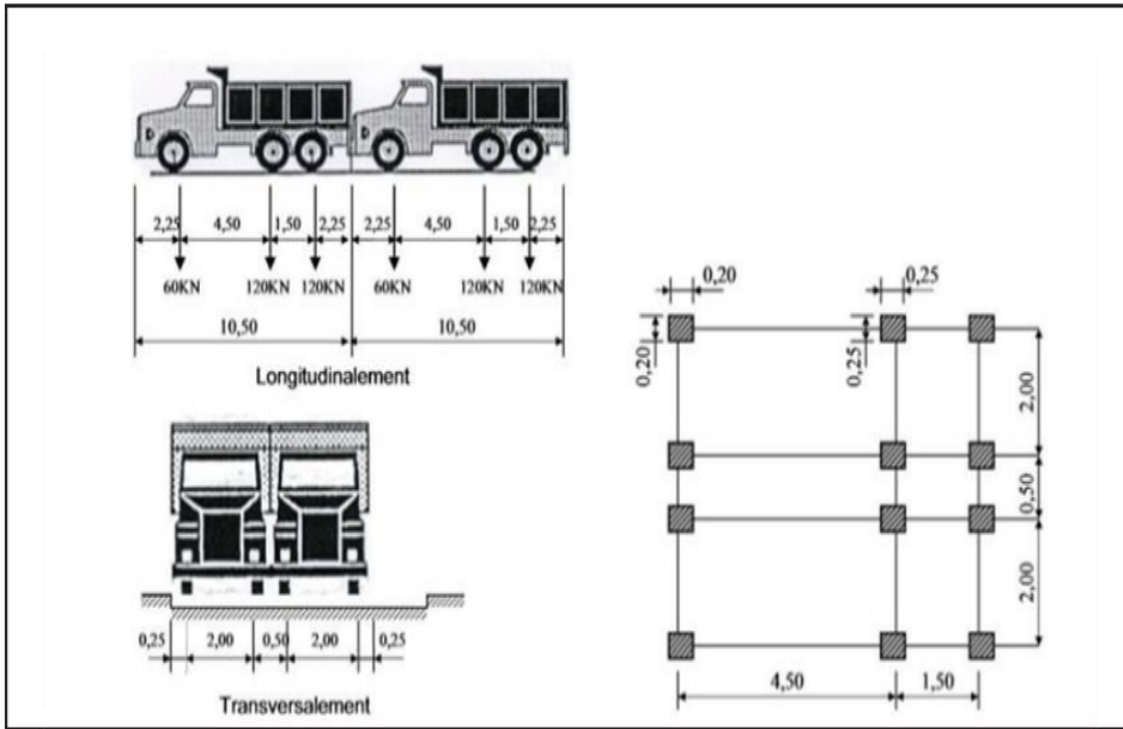


FIGURE 3.2 – Disposition du Système de charge B_c

Calcul des coefficients de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

Dans laquelle :

- L : Représente la longueur de l'élément exprimée en mètres. / $L=40m$
- G : Sa charge permanente. / $G = 9562.4 \text{ KN}$
- S : Sa charge maximal.
- S1 : Le poids des camions par voie.

| Nombre de voies chargées | b_c | $S = S1 \times b_c$ | δ |
|--------------------------|-------|---------------------|----------|
| 1 | 1.20 | 720 | 1.056 |
| 2 | 1.10 | 1320 | 1.064 |
| 3 | 0.95 | 1710 | 1.071 |

TABLE 3.5 – Tableau récapitulatif des valeurs de δ

3.3.3 Système B_t

Le système B_t comporte deux groupes de deux essieux à deux roues simples, la charge de chaque essieu 8 Tones (80 KN), les charges sont multipliées par un coefficient « b_t » en fonction de la classe du pont.

- Charge portée par chaque essieu : 160 kN
- Distance des deux essieux : 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée ; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3,5 m de largeur.

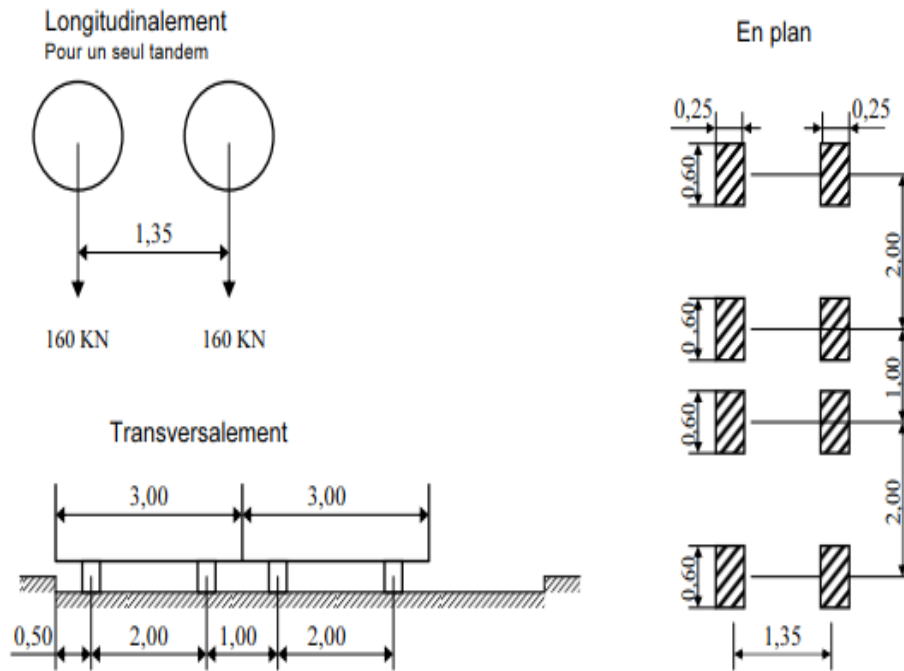


FIGURE 3.3 – Disposition du Système de charge B_t

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t qui est présenté dans le tableau suivant :

| Classe du pont | Coefficient |
|----------------|-------------|
| 1 | 1.2 |
| 2 | 1 |

TABLE 3.6 – Tableau des coefficients de b_t

Coefficients de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

Alors :

| Nombre de voies chargées | b_t | $S = S1 \times b_t$ | δ |
|--------------------------|-------|---------------------|----------|
| 1 | 1.20 | 384 | 1.051 |
| 2 | 1.20 | 768 | 1.057 |

TABLE 3.7 – Tableau récapitulatif des valeurs de δ

3.4 Système de charges militaires

Pour permettre la circulation des convois militaires de l'une des classes M80 ou M120, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types décrits ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B. Le CCTP précise alors la classe à considérer.

Chaque classe se compose de deux systèmes distincts M_c et M_e dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont. Chaque système étant exclusif de tout autre charge routière :

Le système M_c se compose de véhicules types à chenilles :

Le système M_e se compose d'un groupe de deux essieux.

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui est donnée précédemment pour le système B. Dans l'application de cette formule, le symbole S représente le système de charges militaires qu'il est possible de disposer sur la même surface que celle qui est à considérer pour le système B suivant l'élément calculé.

Pour une classe donnée de charges (80 ou 120) le coefficient de majoration applicable aux deux systèmes M_c , M_e est le même pour chaque élément d'ouvrage.

Les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

3.4.1 Système M_c

M_c120

Les véhicules des systèmes M_c120 peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 m.

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Coefficients de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

Alors : $S = 100KN \Rightarrow \delta = 1.046$

S : sa charge M_c120 maximale. S =1100 KN

L : Longueur du portée L=40m

| G [KN] | S [KN] | δ |
|--------|--------|----------|
| 9562.4 | 1100 | 1.0617 |

TABLE 3.8 – Tableau récapitulatif de valeur de δ

$$M_{c120} = \delta_{M_{c120}} \times S_{M_{c120}}$$

$$M_{c120} = 1167.827 \text{ Tones.}$$

3.5 Charges exceptionnelles

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

Le CCTP précise alors le type de convoi lourd exceptionnel à prendre en compte, celui-ci étant exclusif de toute autre charge.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques ; elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h, ce qui justifie l'absence d'effets annexes.

3.5.1 Convois types D

les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types D280 ou D240 décrits ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B. Le convoi D280 ou D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont ; dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Convoi type D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et de 18,60 m de long.

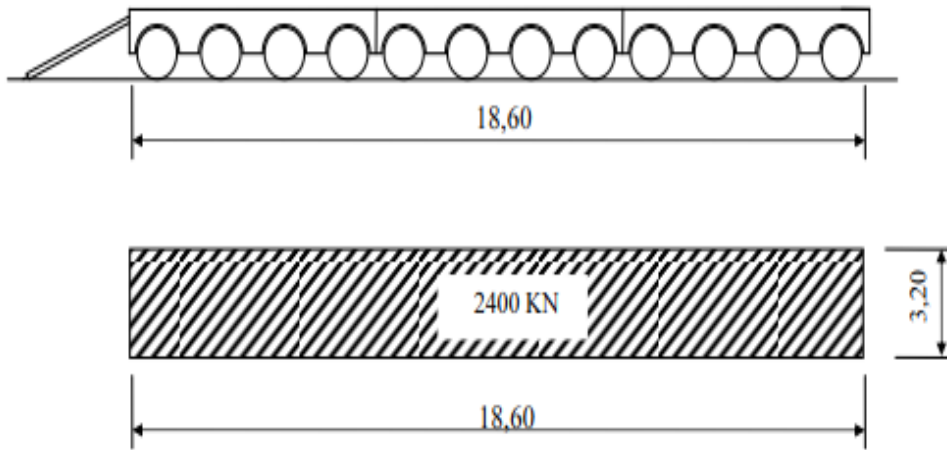


FIGURE 3.4 – Disposition du Système de charge D240

3.5.2 Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc. sont susceptibles de développer des réactions de freinage efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035S}$$

Expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée.

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les camions sont disposés suivant les règles pour développer l'effet le plus défavorable.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.

Cependant les coefficients b_c s'appliquent aux efforts de freinage développés par le système Bc. Lorsque le pont se compose de plusieurs tabliers successifs séparés par des joints (par exemple une série de travées indépendantes), le camion qui freine doit être mis successivement sur chacun de ces tabliers, mais il n'y a pas lieu de supposer que plusieurs camions freinent en même temps sur les divers tabliers.

Les charges de trottoir sont supposées appliquées en même temps que le système A ou le système Bc si cela est plus défavorable pour l'effet recherché. Elles sont déterminées et disposées suivant les règles énoncées précédemment.

Pour leur prise en compte dans les justifications, les efforts de freinage sont traités séparément comme pour ce qui est des charges des systèmes A et Bc.

Système de charge Bc : Les efforts de freinage développés par Bc ne sont pas susceptibles de majoration dynamique

D'où :

$$\begin{aligned}F_b &= b_c \times P \\P &= 300KN \quad \text{et} \quad b_c = 1.20 \\ \Rightarrow F_b &= 360KN\end{aligned}$$

Système de charge A(L) :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035S}$$

S : désigne en mètres carrés la surface chargée.

| A(L) (KN/m ²) | S (m ²) | F(KN) |
|------------------------------|---------------------|---------|
| 8.070 | 409.5 | 154.184 |

TABLE 3.9 – Tableau récapitulatif de valeur de F

Chapitre 4

Calcul des efforts longitudinaux

Après l'évaluation des charges et surcharges dans le chapitre précédent, on va étudier dans ce chapitre les efforts longitudinaux dues aux ces charges et surcharges.

4.1 Calcul des moments fléchissants et les efforts tranchants

4.1.1 Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente

- G : Le poids de la portée. $G = 9562.4 \text{ KN}$
- L : Longueur de la portée $L = 40 \text{ m}$
- Q : Répartition de la charge $Q = \frac{G}{L} = 239.06 \text{ KN/ml}$

Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = Q \times \frac{L}{2} \implies R_A = R_B = 4781.2 \text{ KN}$$

On détermine le moment fléchissant dans les poutre d'abscisses $x = 0.5L$:

$$M(0.5L) = \frac{QL^2}{8}$$
$$M(0.5L) = 47812 \text{ KN.m}$$

On détermine l'effort tranchant dans la poutre d'abscisses $x = 0$, $x = L$:

$$T(L) = \frac{QL}{8}$$
$$T(L) = 1195.3 \text{ KN}$$

4.1.2 Système de charges A(L) :

Calcul des réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = A(L) \times \frac{L}{2}$$

On détermine le moment fléchissant dans la poutre d'abscisse $x=0.5L$

$$M(0.5L) = \frac{A(L) \times L^2}{8}$$

On détermine l'effort tranchant dans la poutre d'abscisse $x=0$, $x=L$

$$M(0.5L) = \frac{A(L) \times L}{8}$$

Les résultats sont représenté ci-dessous :

| A(L) | A(L) [KN/m] | M_{max} [KN.m] | T_{max} [KN] |
|---------|-------------|------------------|----------------|
| 1 voie | 28.66 | 5732 | 573.2 |
| 2 voies | 57.32 | 11464 | 1146.4 |
| 3 voies | 77.39 | 15477 | 1547.7 |

FIGURE 4.1 – Valeurs des efforts tranchant et moments

4.1.3 Système de charges B_C :

L'effort tranchant :

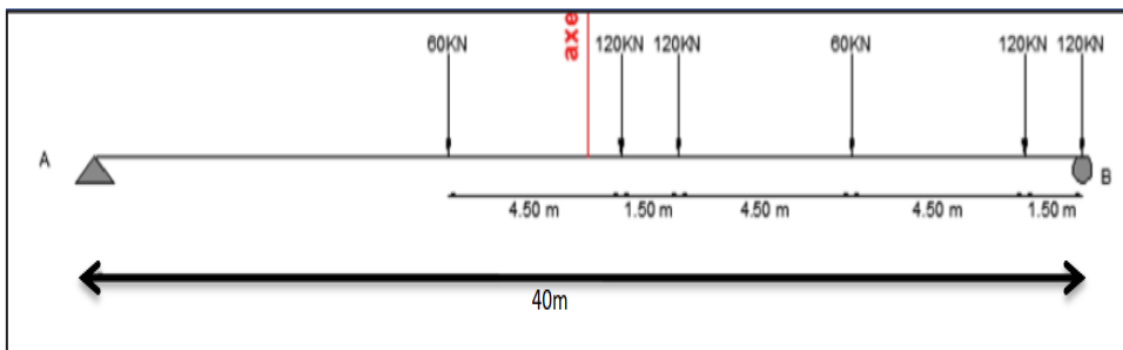


FIGURE 4.2 – Répartition des charges B_c pour effort tranchant max

Calcul des réactions :

$$R_A + R_B = 600KN$$

$$\Sigma M_{/B} = 0$$

Alors ;

$$(R_A \times 40) - (120 \times 1.5) - (60 \times 6) - (120 \times 10.5) - (60 \times 16.5) = 0$$

$$40R_A = 4230$$

$$\Rightarrow R_A = 105.75KN$$

$$R_B = 494.25KN$$

Le moment de flexion :

Théorème de barre : La localisation du moment fléchissant maximum est déterminée en utilisant le théorème de Barré. Le moment fléchissant due à la charge mobile au droit de la charge P_i c'est le maximum lorsque cette charge (essieu plus lourd) P_i et la résultante R de tous les charges sont symétriques par rapport à l'axe de la poutre.

D'abord on détermine la position de la résultante par rapport au point Δ :

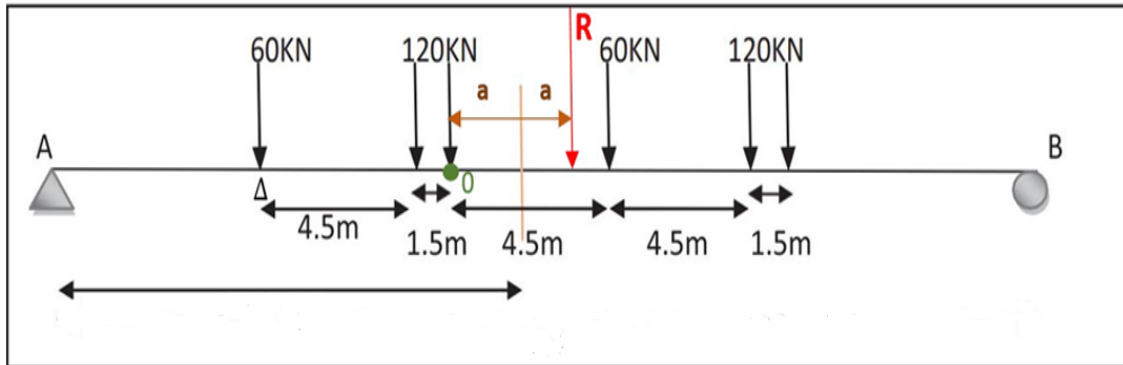


FIGURE 4.3 – Répartition des charges B_c pour moment fléchissant max

$$\begin{aligned}\Sigma M_{/\Delta} &= 0 \\ \Rightarrow 120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5 - R.x &= 0 \\ R.x &= 5670 \text{KN.m} \\ R = \Sigma P_i = 600 \text{KN} &\Rightarrow x = 9.45 \text{m} \\ 2a = x - 6 = 3.45 \text{m} &\Rightarrow a = 1.725 \text{m}\end{aligned}$$

Calculs des réactions :

On a :

$$\begin{aligned}R_A + R_B &= 600 \text{KN} \\ \Sigma M_{/A} &= 0 \\ 40R_B &= 600 \times 21.725 \\ R_B &= 325.875 \text{KN} \\ R_A &= 274.125 \text{KN}\end{aligned}$$

Calcul du moment à O :

$$\begin{aligned}\Sigma M_{/O} &= R_A \times (20 - a) - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 \\ M_{/O} &= 5009.63 - 360 - 180 \\ M_{/O} &= 4469.63 \text{KN.m}\end{aligned}$$

Les résultats sont représenté ci-dessous :

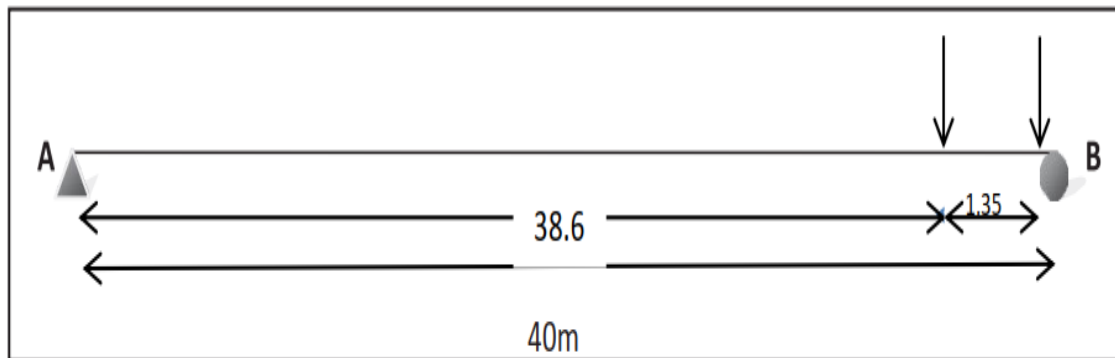
$$\begin{aligned}T_{max} &= n \times R_{max} \times b_c \times \delta \\ M_{max} &= n \times M_{/A} \times b_c \times \delta\end{aligned}$$

| Nombre de voie charger | bC | δ | R[KN] | T_{max} [KN] | M[KN.m] | M_{max} [KN.m] |
|------------------------|------|----------|---------|----------------|----------|------------------|
| n=1 | 1.2 | 1.056 | 494.25 | 626.31 | 4469.63 | 5663.92 |
| n=2 | 1.1 | 1.064 | 988.5 | 1156.94 | 8939.26 | 10462.51 |
| n=3 | 0.95 | 1.071 | 1482.75 | 1508.62 | 13408.89 | 13642.88 |

TABLE 4.1 – Tableau récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants B_c

4.1.4 Système de charges B_t :

L'effort tranchant :

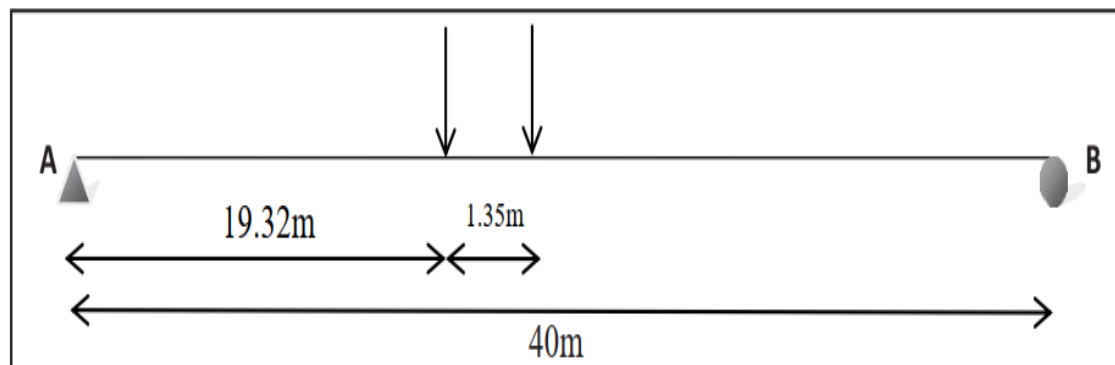
FIGURE 4.4 – Répartition des charges B_t pour effort tranchant max

Calculs des réactions :

On a :

$$\begin{aligned}
 R_A + R_B &= 320\text{KN} \\
 \Sigma M_{/B} &= 0 \\
 40R_A &= 160 \times 1.35 \\
 R_B &= 314.6\text{KN} \\
 R_A &= 5.4\text{KN}
 \end{aligned}$$

Le moment de flexion :

FIGURE 4.5 – Répartition des charges B_t pour moment fléchissant max

$$\begin{aligned}
 R_A &= R_B = 160\text{KN} \\
 M &= 160 \times 19.325 \Rightarrow M = 3092\text{KN}
 \end{aligned}$$

Les résultats sont représenté ci-dessous :

$$T_{max} = n \times R_{max} \times b_t \times \delta$$

$$M_{max} = n \times M \times b_t \times \delta$$

| Nombre de voie charger | b_c | δ | R[KN] | T_{max} [KN] | M[KN.m] | M_{max} [KN.m] |
|------------------------|-------|----------|-------|----------------|---------|------------------|
| n=1 | 1.2 | 1.051 | 314.6 | 396.77 | 3092 | 3899.63 |
| n=2 | 1.2 | 1.057 | 629.2 | 798.08 | 6184 | 7843.79 |

TABLE 4.2 – Tableau récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants B_t

4.1.5 La surcharge militaire M_c120 :

On détermine le moment fléchissant dans les sections d'abscisses $x = 0.5l$:

$$M(0.5L) = \frac{QL^2}{8}$$

On détermine l'effort tranchant dans les sections d'abscisses $x=0, x=L$:

$$T(L) = \frac{QL}{2}$$

L'effort tranchant :

$$\Sigma F_{/A} = 0$$

$$40 \times R_B = 1100 \times (40 - 3.05)$$

$$R_B = 1016.125KN$$

$$R_A = 1100 - R_B = 83.875KN$$

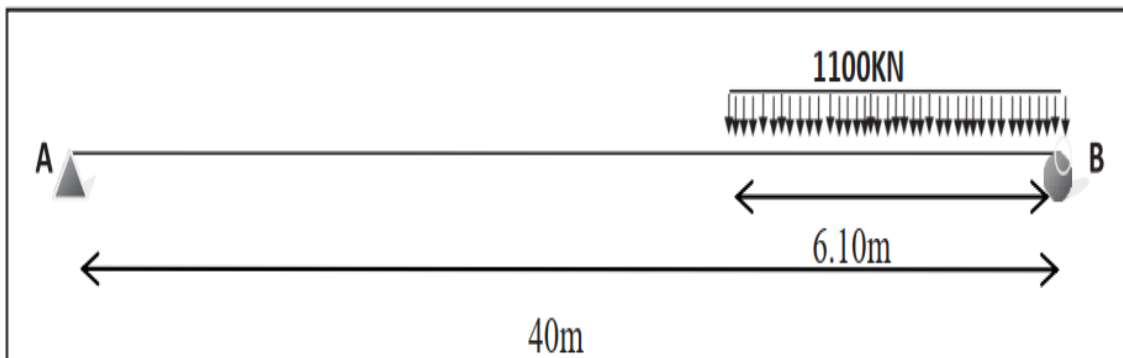


FIGURE 4.6 – Répartition des charges M_c120 pour effort tranchant max

Le moment de la flexion :

$$R_A = R_B = \frac{1100}{2} = 550KN$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow M = 550 \times 20 - (1100 \times 4.651) = 5883.625KN.m$$

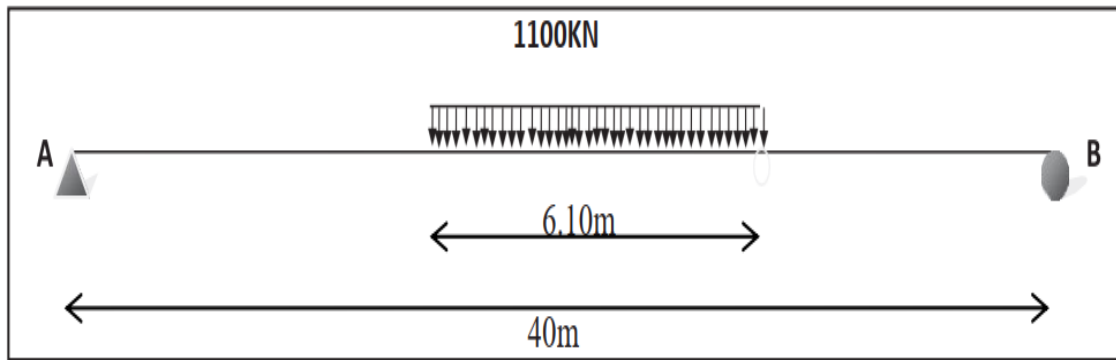


FIGURE 4.7 – Répartition des charges Mc120 pour moment fléchissant max

Les résultats sont représenté ci-dessous :

$$T_{max} = R_{max} \times \sigma$$

$$M_{max} = M_{/0} \times \sigma$$

| Désignation | σ | R [KN.m] | T_{max} [KN] | M[KN.m] | M_{max} [KN.m] |
|-------------|----------|----------|----------------|----------|------------------|
| Mc120 | 1.0617 | 1016.25 | 1078.95 | 5883.625 | 6246.64 |

TABLE 4.3 – Tableau récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants Mc120

4.1.6 La surcharge militaire D240

On détermine le moment fléchissant dans les sections d'abscisses $x=0.5l$:

$$M(0.5L) = \frac{QL^2}{8}$$

On détermine l'effort tranchant dans les sections d'abscisses $x=0$, $x=L$:

$$T(L) = \frac{QL}{2}$$

L'effort tranchant :

$$R_A + R_B = 2400KN \Sigma F_{/B} = 0$$

$$40 \times R_a - 2400 \times 29.3 = 0$$

$$R_B = 642KN$$

$$R_A = 1758KN$$

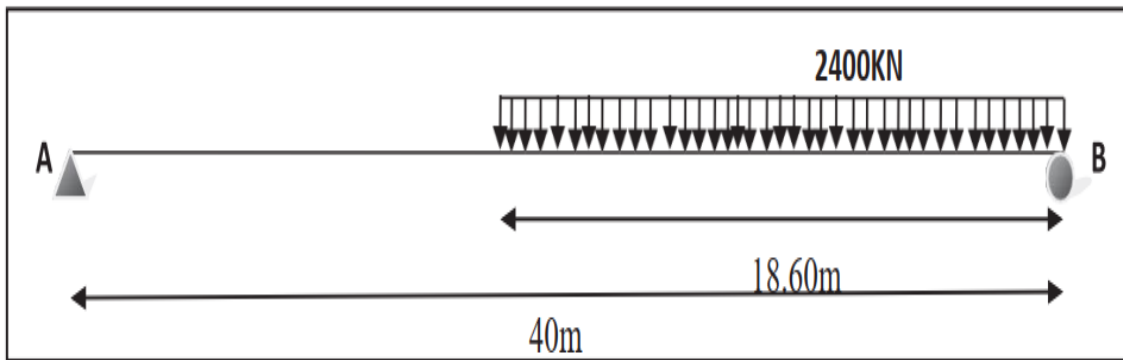


FIGURE 4.8 – Répartition des charges D240 pour effort tranchant max

Le moment de la flexion :

$$R_A = R_B = \frac{1100}{2} = 1200 \text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow M = 1200 \times 20) (129.03 \times \frac{9.3^2}{2}) = 18420.1 \text{KN.m}$$

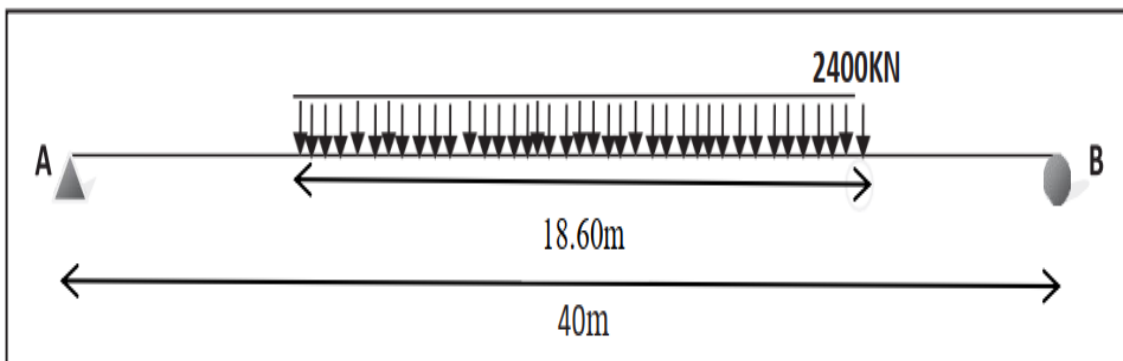


FIGURE 4.9 – Répartition des charges D240 pour Moment fléchissant max

| Désignation | T_{max} [KN] | M_{max} [KN.m] |
|-------------|----------------|------------------|
| D240 | 1758 | 18420.1 |

TABLE 4.4 – Tableau récapitulatif des résultats des moments et efforts tranchants D240

4.2 CONCLUSION :

Enfin, on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont avec leurs caractéristiques, grâce au RCPR, Mais cela ne présente qu'une brève étape avant le calcul des sollicitations en moments fléchissant et effort tranchant qui sont calculés à l'aide de logiciels de modélisation et calcul (Autodesk robot). *

Chapitre 5

Les Efforts Dans Le Tablier

5.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les efforts développés dans le tablier chargé par son poids propre et les différents systèmes de chargement définis dans les chapitres précédents, le calcul se fait à l'aide d'un logiciel de calcul car c'est la méthode la plus rapide et la plus utilisée de nos jours.

5.2 Modélisation du Tablier :

Dans ce chapitre, on va utiliser le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis professionnel (2018) pour modéliser le pont et calculer les éléments de réductions (M,N,T).

C'est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures qui utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillage de poutres, Plaques, Coques...etc. Étant donné que l'ouvrage est isostatique comportant cinq travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm d'épaisseur reposant sur 6 poutres).

Pour l'étude du tablier on a choisi l'élément fini « coque » les poutres sont modélisées par des barres, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre côté sur un appui double, la dalle quant à elle est modélisée par un panneau à 4 nœuds, les surcharges sont introduites et disposées suivant le règlement RCPR, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure
- La définition des différentes sections de l'ouvrage
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier ...etc.)
- La définition des conditions d'appuis
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul
- Résultats de calcul
- La déclaration des nœuds
- Relier les nœuds par des éléments barres
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres II et III
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure
- Les charges et surcharges sont définies, selon RCPR, dans le chapitre IV
- Définition des différentes combinaisons de charges .
- Analyse sous différentes combinaisons de charges .
- L'exploitation des résultats obtenus.

5.3 Présentation du Modèle :

5.3.1 Configuration des préférences de tâche :

Avant de commencer la modélisation il faut configurer tous les paramètres principaux de l'angle préférence de tâche.

Dimension :

| | | | |
|----------------------------------|----------------|------|-------|
| Dimensions de la structure: | m | 0.21 | ◀ ▶ E |
| Dimensions de la section: | m | 0.1 | ◀ ▶ E |
| Caractéristiques de la section: | m | 0.21 | ◀ ▶ E |
| Assemblages acier (dimensions): | m | 0. | ◀ ▶ E |
| Barres du ferrailage (diamètre): | m | 0.1 | ◀ ▶ E |
| Section d'acier du ferrailage: | m ² | 0.21 | ◀ ▶ E |
| Largeur des fissures: | m | 0.1 | ◀ ▶ E |

FIGURE 5.1 – Paramètre des dimensions du modelé

Force :

| | | | |
|-------------|-------------------|------|-------|
| Force: | kN | 0.21 | ◀ ▶ E |
| Moment: | kN*m | 0.21 | ◀ ▶ E |
| Contrainte: | MN/m ² | 0.21 | ◀ ▶ E |

FIGURE 5.2 – Paramètre des forces du modèle

Matériaux :

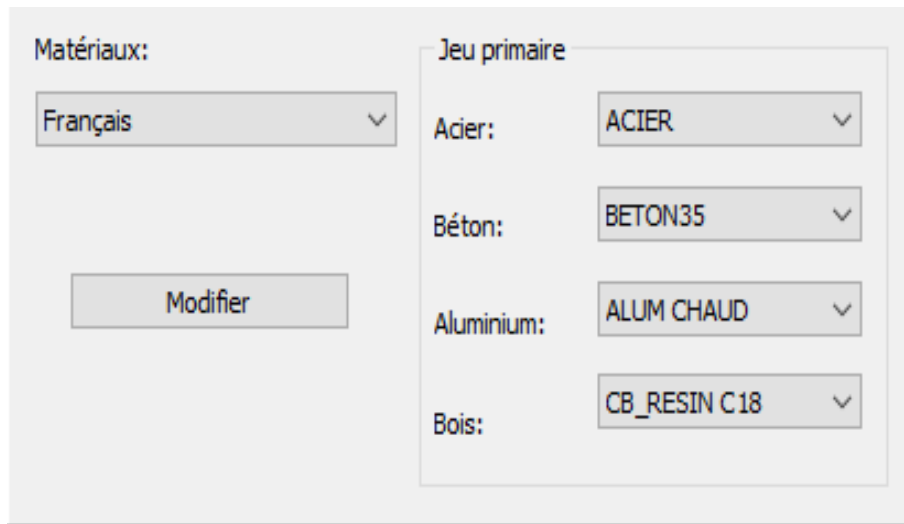


FIGURE 5.3 – Paramètre des matériaux du modèle

Norme :

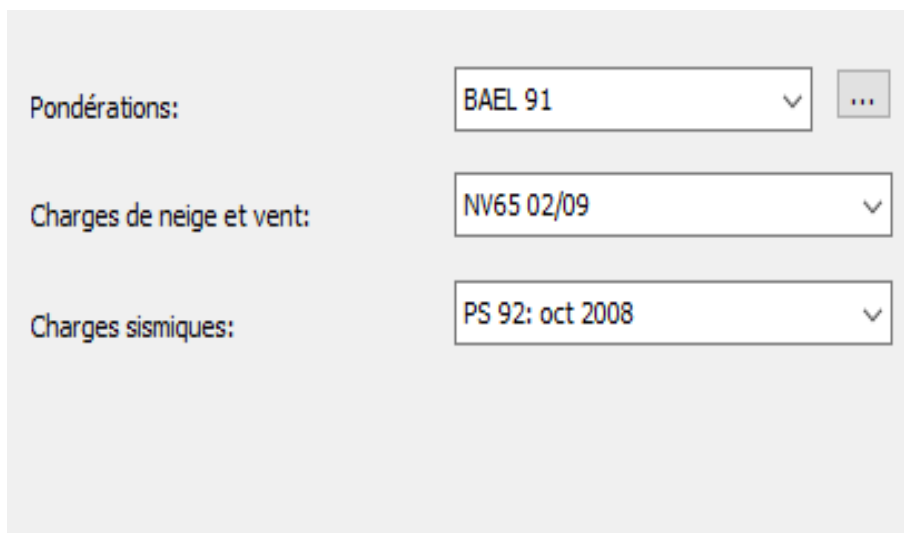


FIGURE 5.4 – paramétré des normes du modelé

5.4 Modélisation des éléments de la Structure :

5.4.1 Les poutres :

Les poutres du tablier sont modélisées par des éléments Barres type poutre dont la géométrie des sections transversales sont importées à partir du logiciel du dessin AutoCAD , 6 poutres celui-ci est décomposé en trois sections, qui sont : la section d'about, la section variable et médiane.

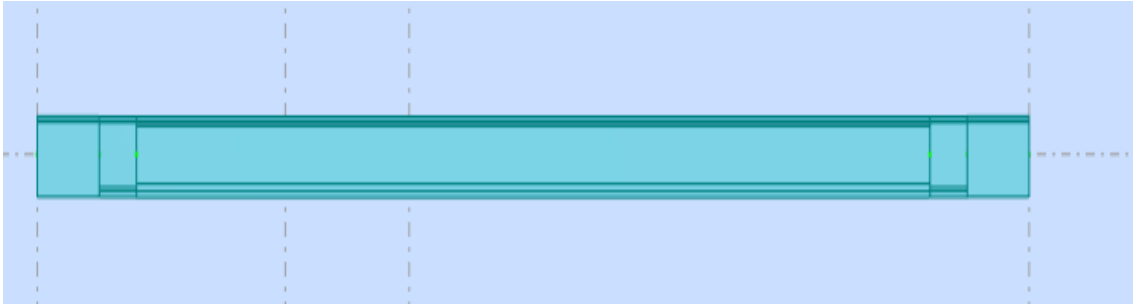


FIGURE 5.5 – Modélisation de la poutre type 40m

5.4.2 Les appuis :

On a Utilisé deux types d'appuis : Appuis simples et Appuis double

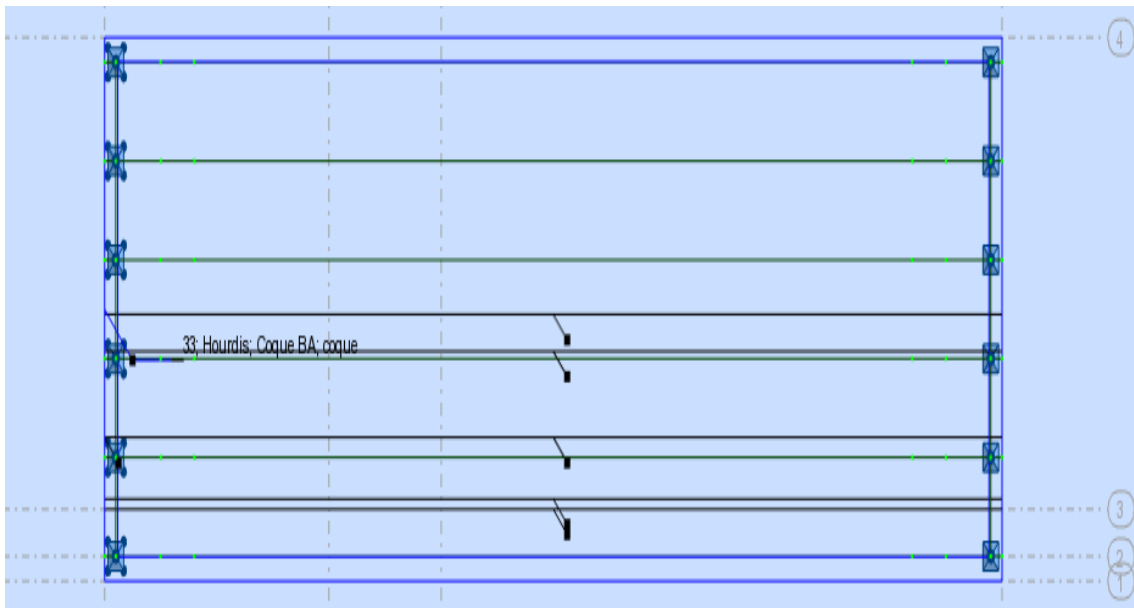


FIGURE 5.6 – Modélisation des appuis

5.4.3 Entretoise :

L'entretoise d'about est modélisée par des éléments barres de type (poutre BA) dont la géométrie est définie de manière simple (section rectangulaire ($b=0.35$ m $h=1.4$ m)), connectée aux poutres au niveau des points d'appuis.

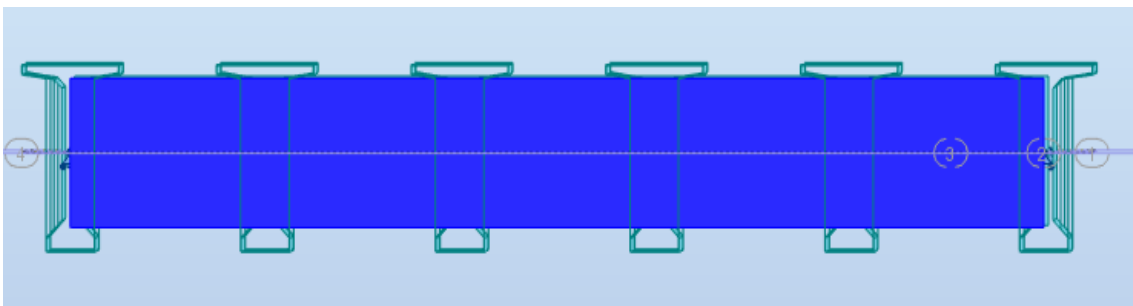


FIGURE 5.7 – Modélisation de l'entretoise

5.4.4 Dalle :

La dalle est modélisée par un élément panneau dont la géométrie est (13.5m x 40m x 0.25m)
Les figures suivantes montrent les différentes vues de la modélisation du l'hourdis.

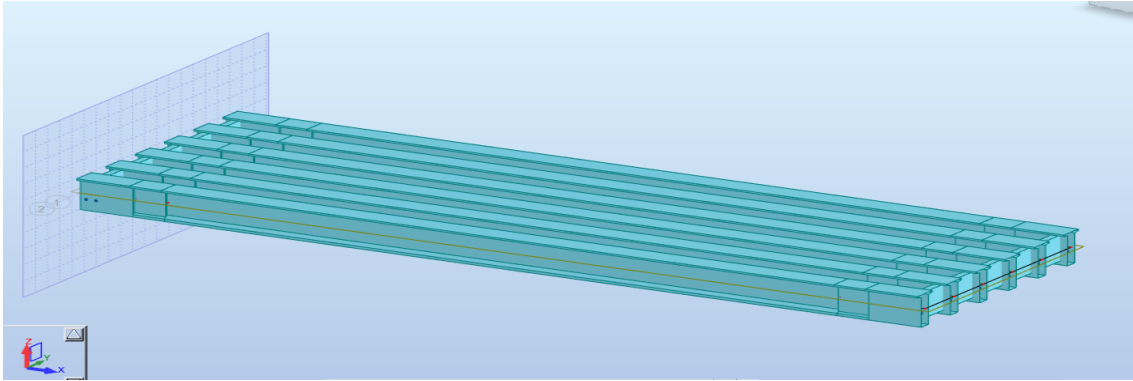


FIGURE 5.8 – Vue 3D

5.5 Modélisation des charges et surcharges :

5.5.1 Définition des charges

Les charges appliquées sur le modèle de la structure sont :

- Les charges permanentes **CP** et les charges complémentaires permanentes **CCP**
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques **A(1)**, soit des charges roulantes **B_c, B_t, Mc120, D240** , L'unité des forces surfaciques sont en KN/m^2 et les forces concentrés sont en KN et les forces linéaire sont en KN/m .

| Nom | Description |
|-------|--|
| CP | Poids propre des poutres la dalle Entretoises |
| CCP | Poids propre de couche de roulement. Poids des corniches Poids de trottoir. Poids des glissières de sécurité Poids de garde-corps. |
| A(1) | Charges statique du trafic A(1) |
| B_c | Charges mobile- Camion. |
| B_t | Charges mobile- Tandem |
| Mc120 | Surcharge militaire. |
| D240 | Charge exceptionnelle. |

TABLE 5.1 – Définition des charges et surcharges

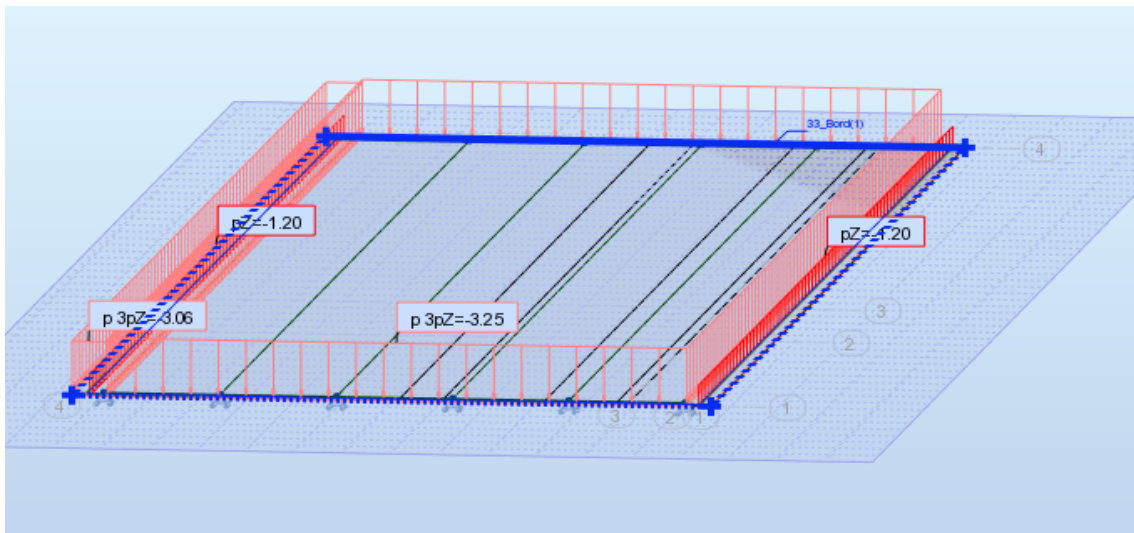


FIGURE 5.9 – Charges de CCP

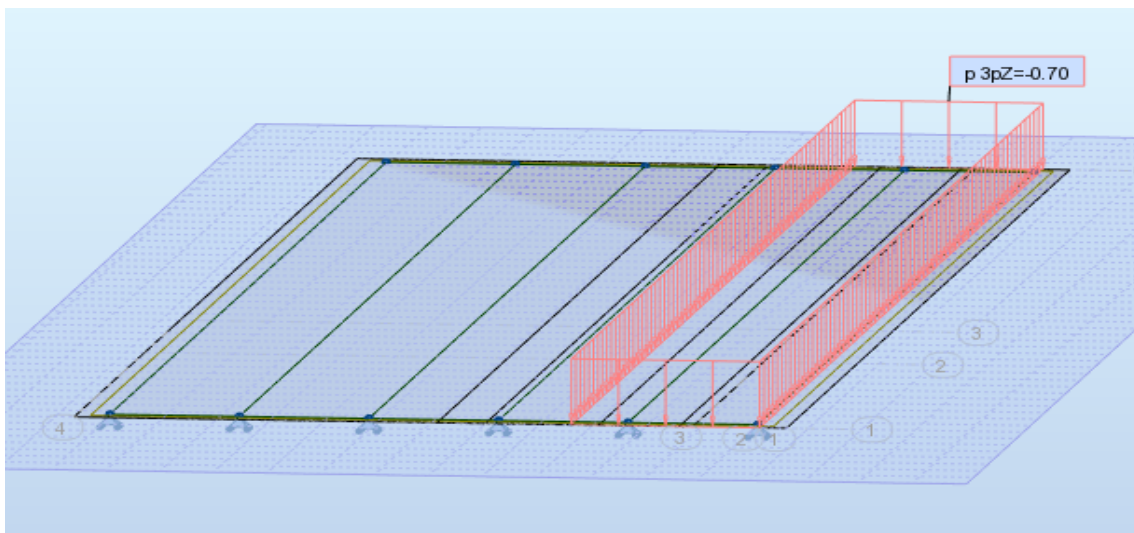


FIGURE 5.10 – Charge A(l) une voie

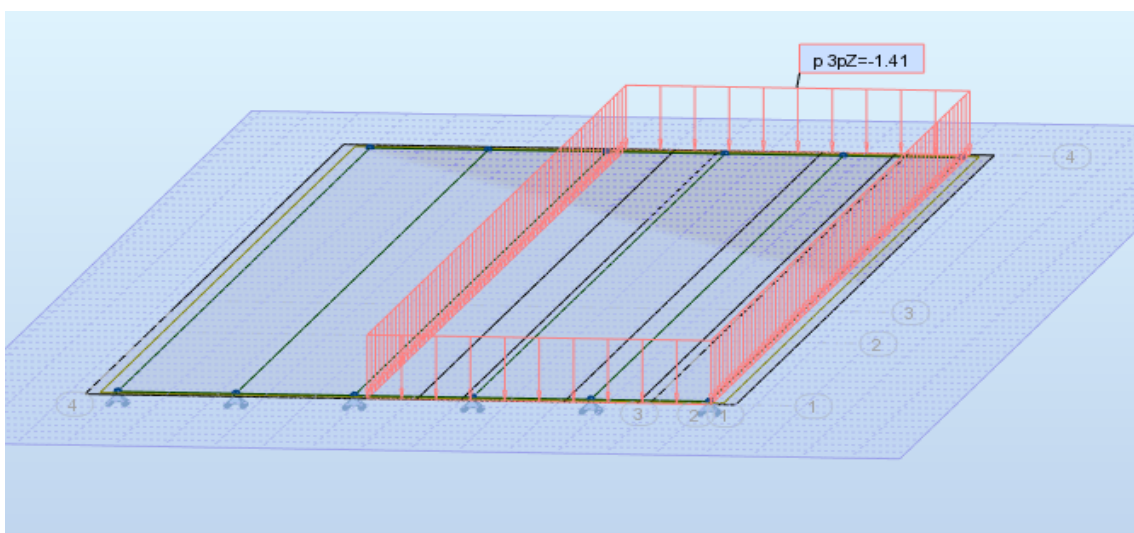


FIGURE 5.11 – Charge A(l) deux voies

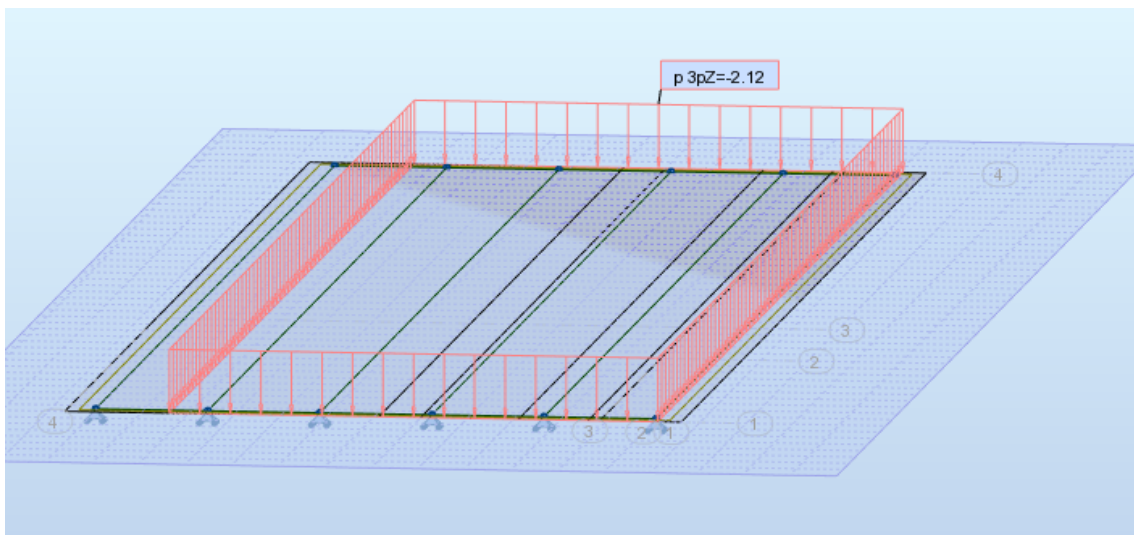


FIGURE 5.12 – Charge A(l) trois voie

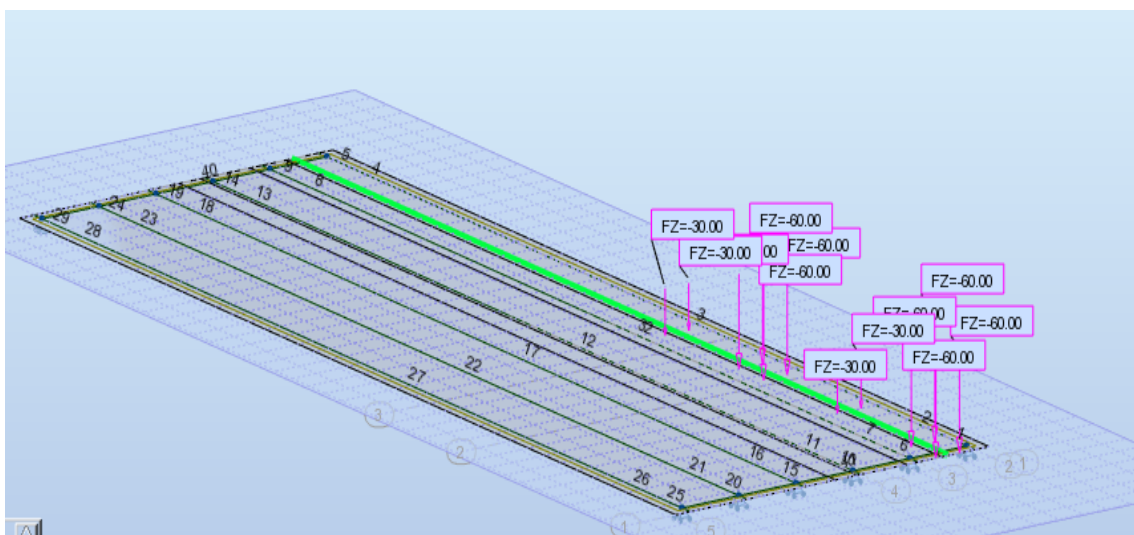


FIGURE 5.13 – Charge B_c une voie

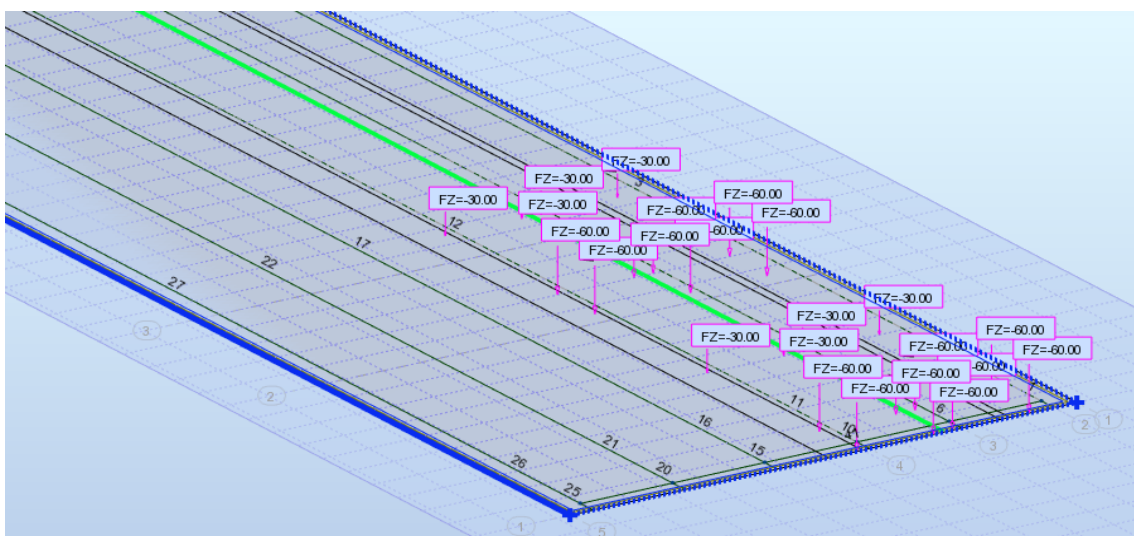


FIGURE 5.14 – Charge B_c deux voie

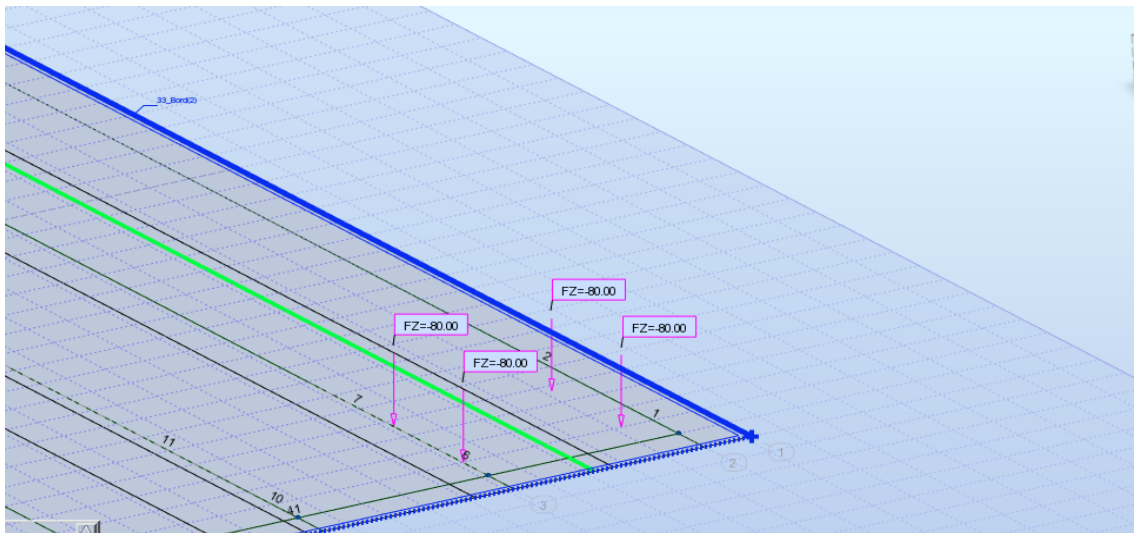


FIGURE 5.15 – Charge B_t une voie

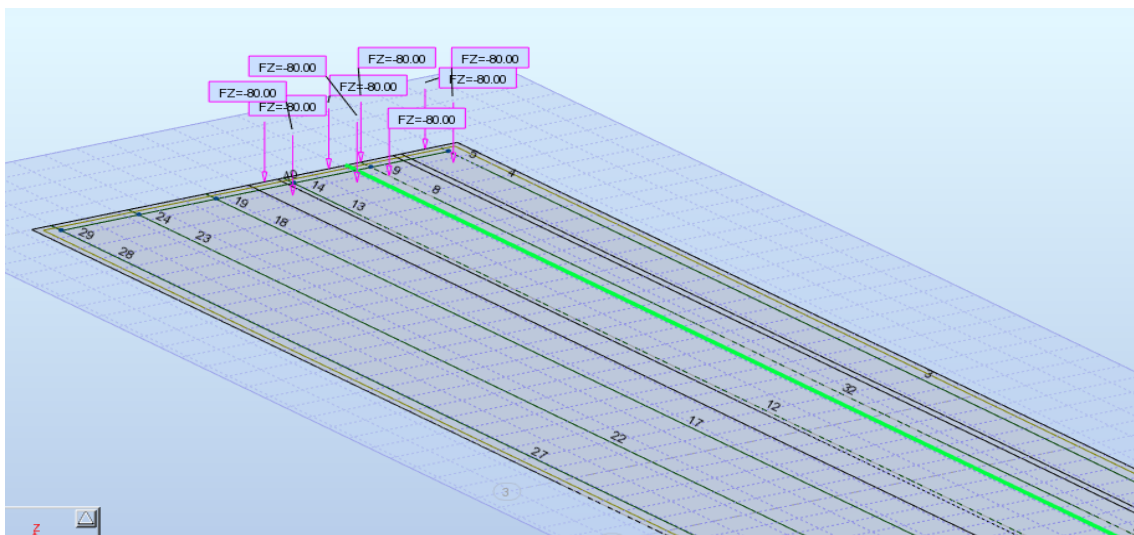


FIGURE 5.16 – Charge B_t deux voies

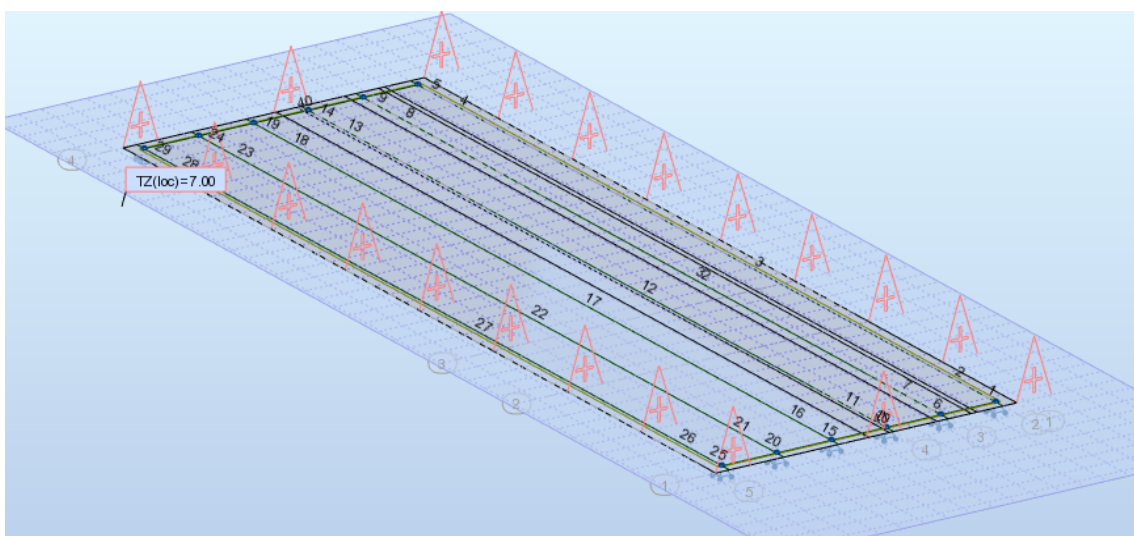


FIGURE 5.17 – Gradient thermique + Température

| Chargement | Moment (KN.m) | Effort tranchant (KN) |
|-------------------|---------------|-----------------------|
| Poids propre | 5732.69 | 618.25 |
| CCP | 4013.58 | 398 |
| Charge permanente | 9746.26 | 1016.25 |
| A(l) une voie | 166.64 | 14.27 |
| A(l) deux voies | 485.82 | 44.16 |
| A(l) trois voies | 798.34 | 78.55 |
| B_c une voie | 1571.43 | 158.24 |
| B_c deux voies | 2119.57 | 288.42 |
| B_t une voie | 1173.03 | 81.13 |
| B_t deux voies | 1653.19 | 122.56 |
| Mc120 | 2193.95 | 187.72 |
| D240 | 2225.13 | 176.16 |

TABLE 5.2 – Résultats de calcul fait par Robot 2018

5.5.2 COMBINAISONS D'ACTIONES :

Selon le R.C.P.R on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

| Combinaisons | Moment Max (KN.m) | Effort tranchant Max (KN) |
|--|-------------------|---------------------------|
| $1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ | 13157.96 | 1382.22 |
| $1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ | 13622.47 | 1430.91 |
| $1.35 G + 1.6AL3 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ | 14277.87 | 1492.12 |
| $1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ | 15524.65 | 1614.77 |
| $1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ | 16017.55 | 1812.78 |
| $1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ | 14665.08 | 1576.49 |
| $1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ | 15554.83 | 1706.90 |
| $1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ | 16049.95 | 1732.14 |
| $1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ | 16007.09 | 1786.21 |

TABLE 5.3 – Combinaisons de charge à l'ELU

| Combinaisons | Moment Max (KN.m) | Effort tranchant Max (KN) |
|---------------------------------------|-------------------|---------------------------|
| $G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 5916.39 | 630.44 |
| $G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 6299.41 | 666.71 |
| $G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 6655.76 | 708.60 |
| $G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 7761.36 | 822.37 |
| $G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 5732.69 | 618.25 |
| $G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 7124.06 | 787.65 |
| $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 7700.25 | 879.79 |
| $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 11895.97 | 1282.13 |
| $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 5716.43 | 616.57 |

TABLE 5.4 – Combinaisons de charge à l’ELS

5.6 RÉSULTATS :

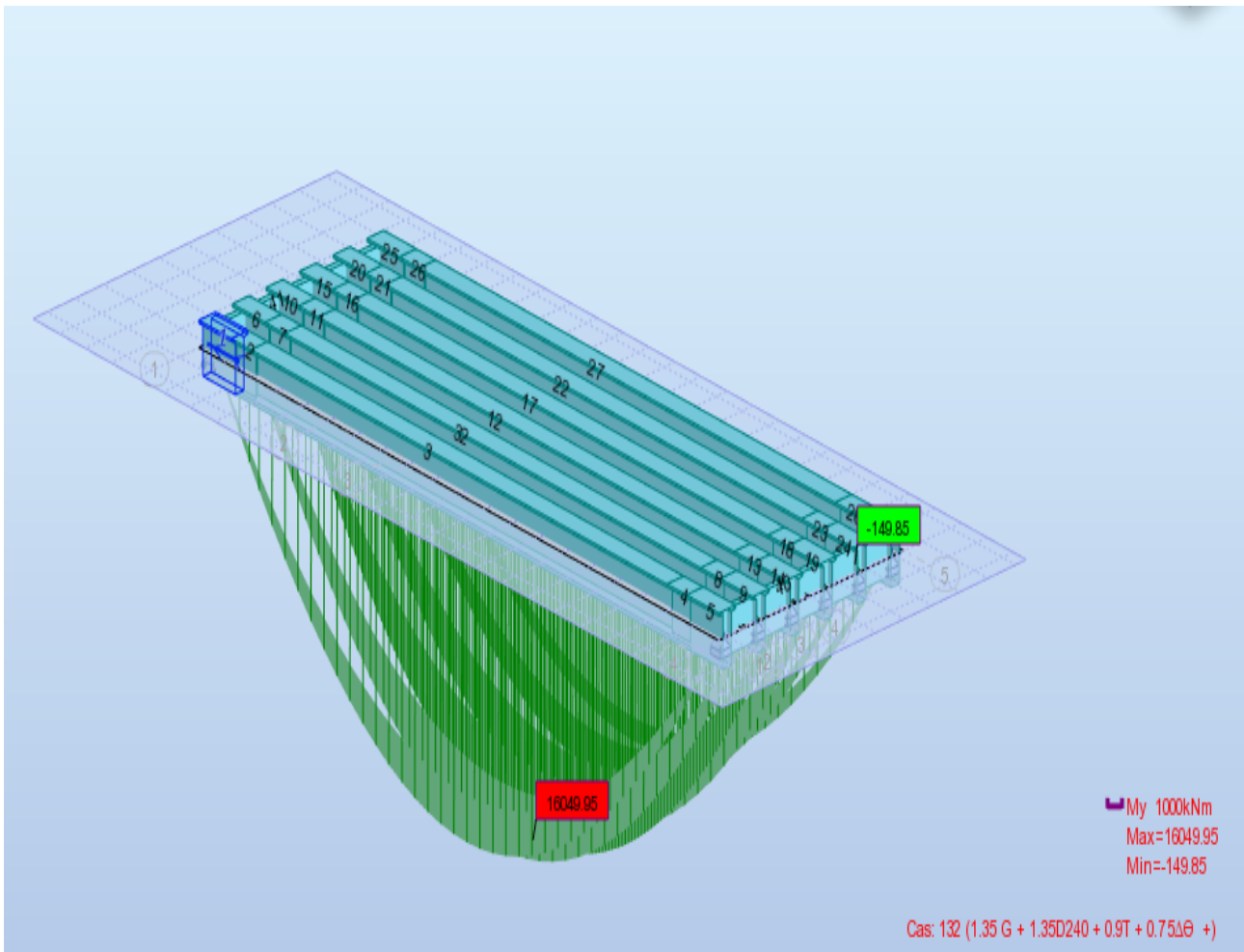


FIGURE 5.18 – Moment max à l’E.L.U obtenu par robot 2018.

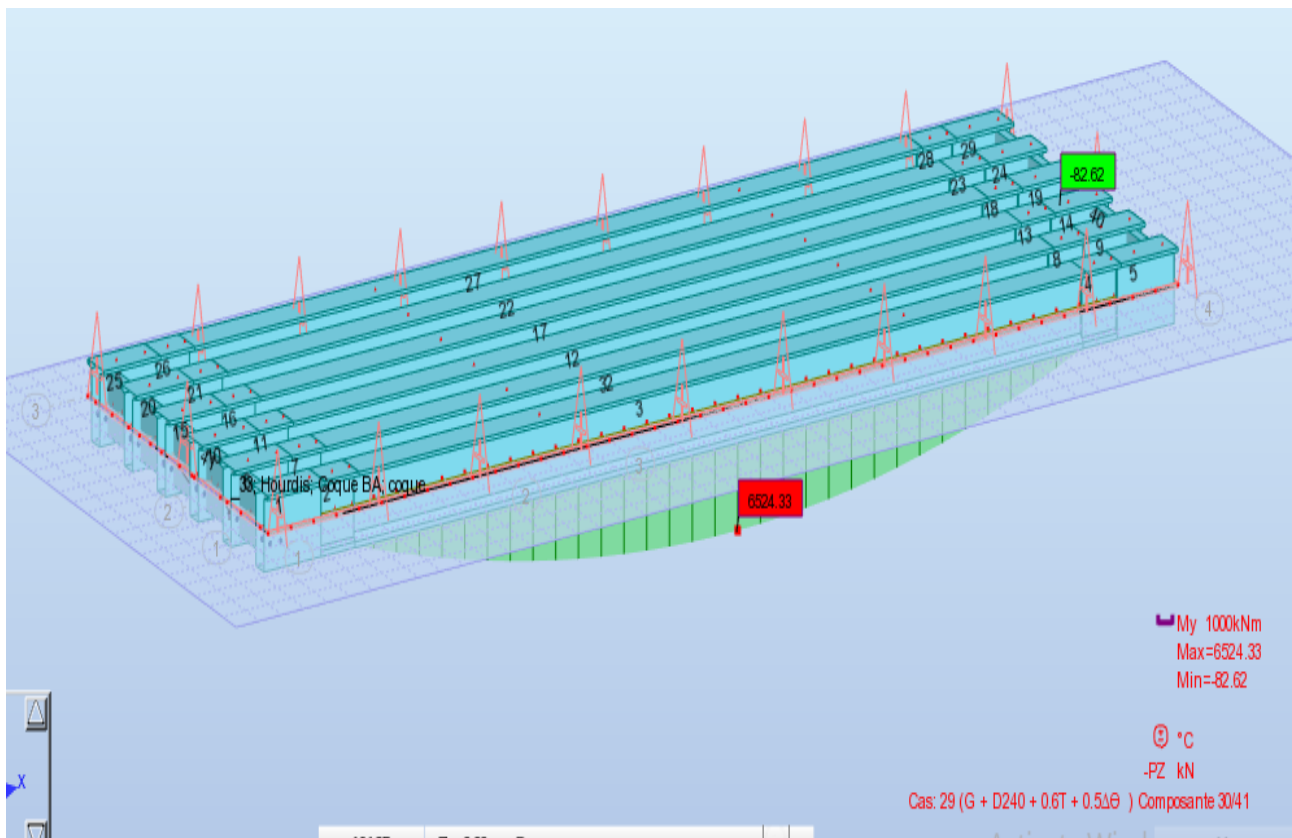


FIGURE 5.19 – Moment max à l’E.L.S obtenu par robot 2018.

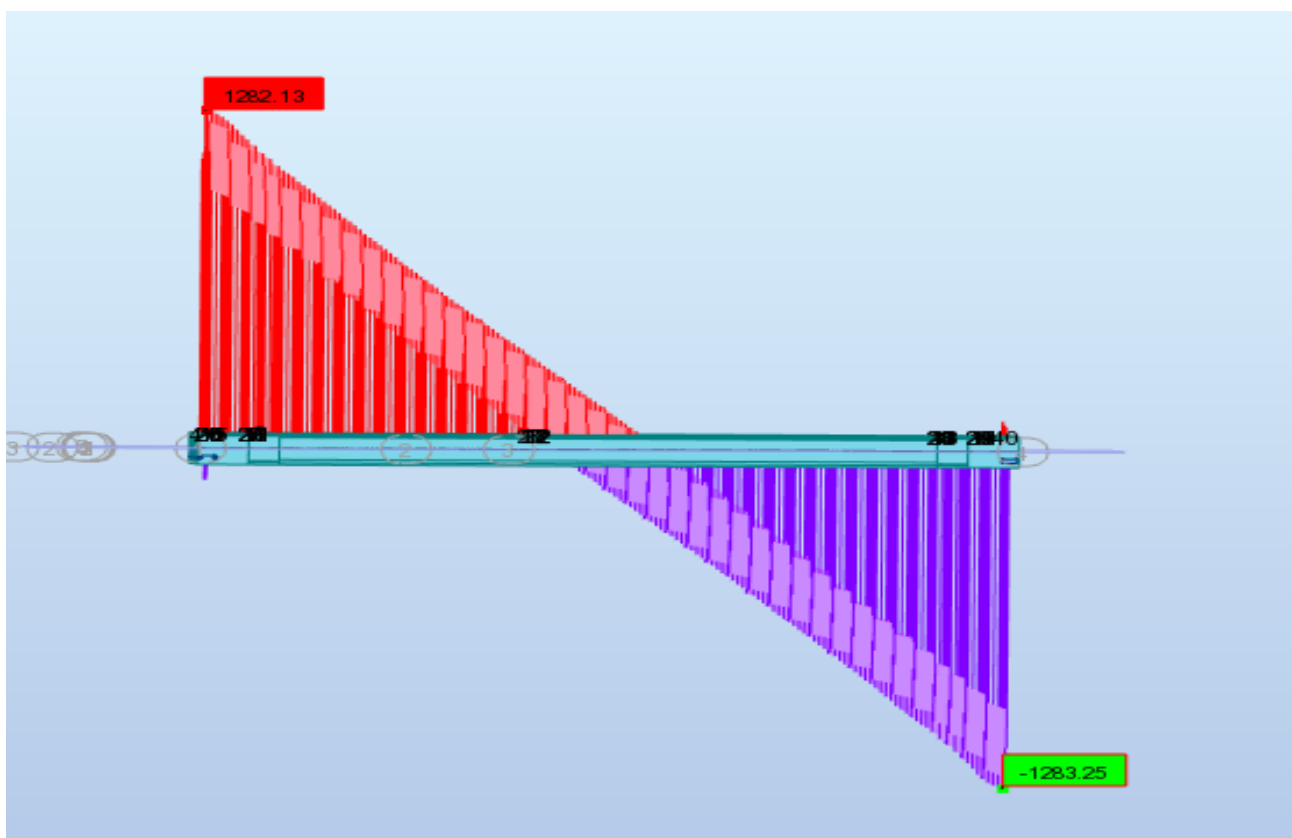


FIGURE 5.20 – Effort tranchant max à l’E.L.S obtenu par robot 2018.

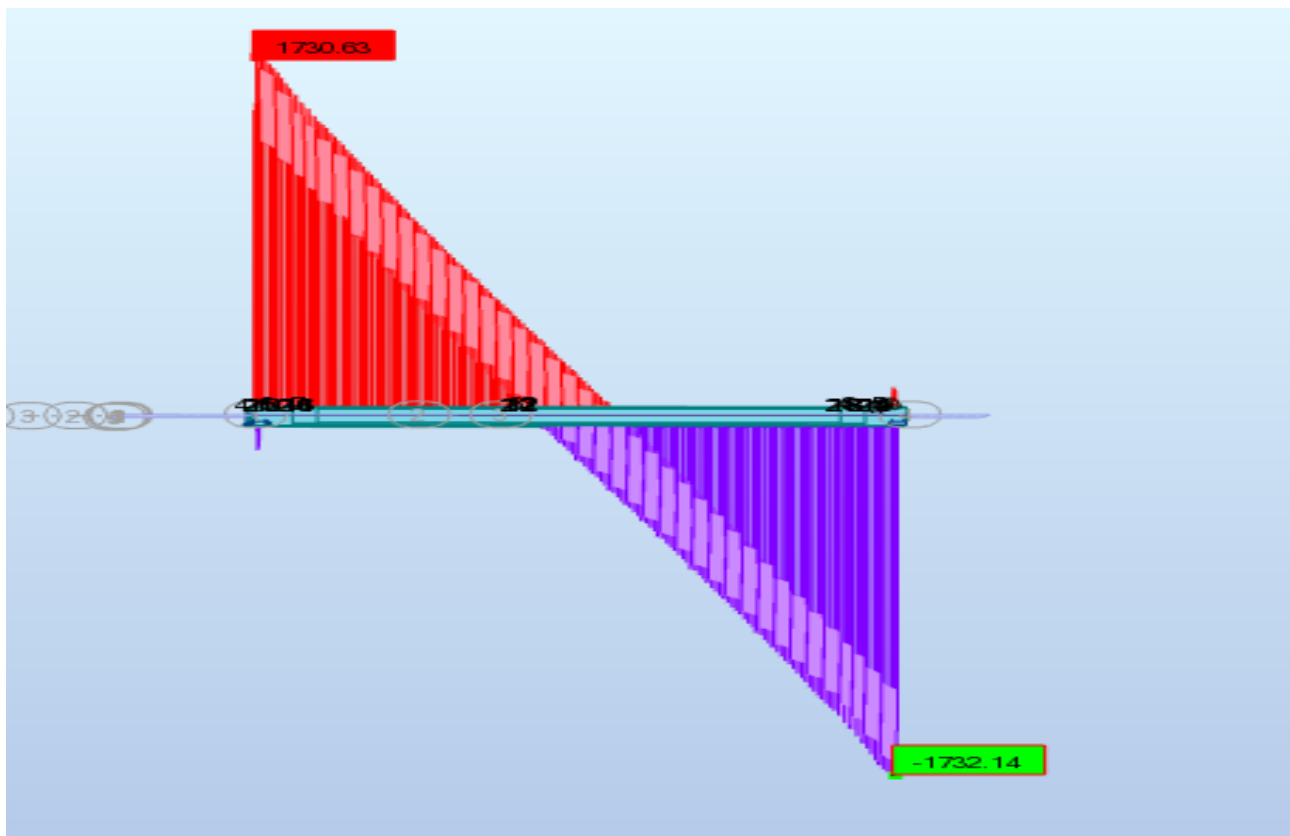


FIGURE 5.21 – Effort tranchant max à l'ELU obtenu par robot 2018.

5.7 CONCLUSION

Après avoir déterminé la Répartition longitudinale et Transversale du moment fléchissant max et de l'effort tranchant max, on a bien remarqué que les combinaisons Maximales sont Respectivement à ELU et à ELS : $1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$ et $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$, c'est une étape qui nous permettra de faire l'étude de **la Précontrainte**.

Chapitre 6

Étude de la Précontrainte

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet a eu une idée géniale qui a révolutionner le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint. Dans ce chapitre nous allons faire une étude approfondie de la précontrainte.

6.1 Principe de la précontrainte :

La précontrainte a pour objectif, d'éliminer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. En imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. Cette précontrainte peut être :

1. **ne précontrainte partielle** : autorisation des contraintes de traction limitées.
2. **Une précontrainte totale** : élimination totale des contraintes de traction.

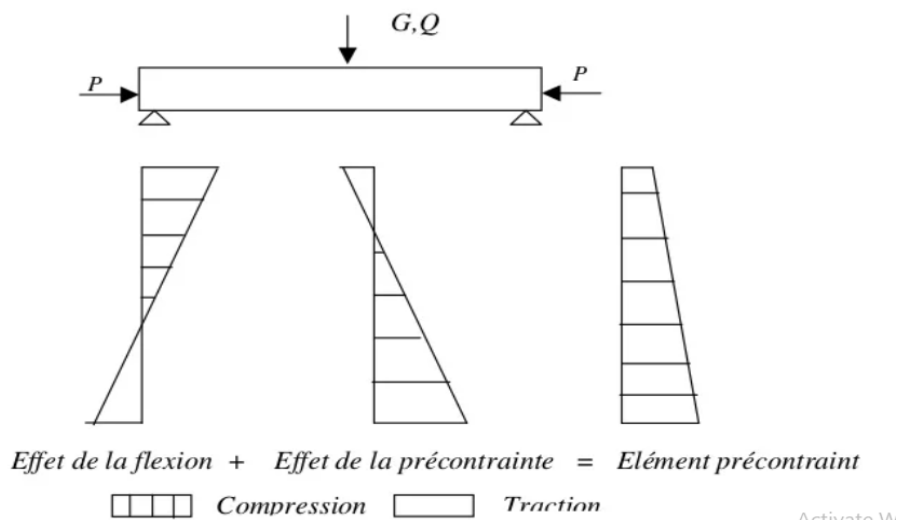


FIGURE 6.1 – Principe de Précontrainte

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités :

1. Précontrainte par Post-tension.
2. Précontrainte par Pré-tension.

6.1.1 Précontrainte par Post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants et généralement, la mise en œuvre aura lieu sur chantier.

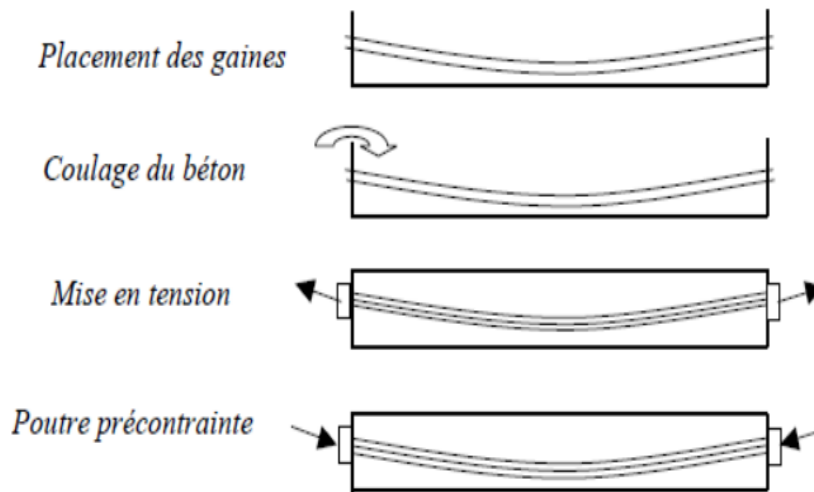


FIGURE 6.2 – Précontrainte par post tension

6.1.2 Précontrainte par pré-tension :

Une poutre est précontrainte par pré-tension lorsque la mise en tension des aciers durs de précontrainte est effectuée avant le bétonnage de la poutre.

Notre pont est composé des travées indépendantes identiques pour cela on essaye d'étudier la précontrainte d'une poutre isostatique pour une seule travée.

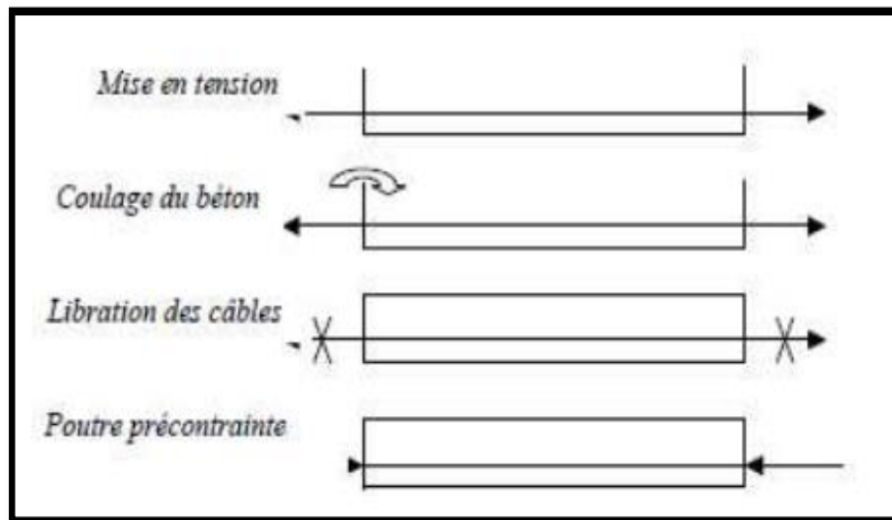


FIGURE 6.3 – Précontrainte par pré-tension

6.2 Calcul du nombre de câble :

Le calcul du nombre de câble a été fait par les logiciels AUTOCAD 2019 et Robot.

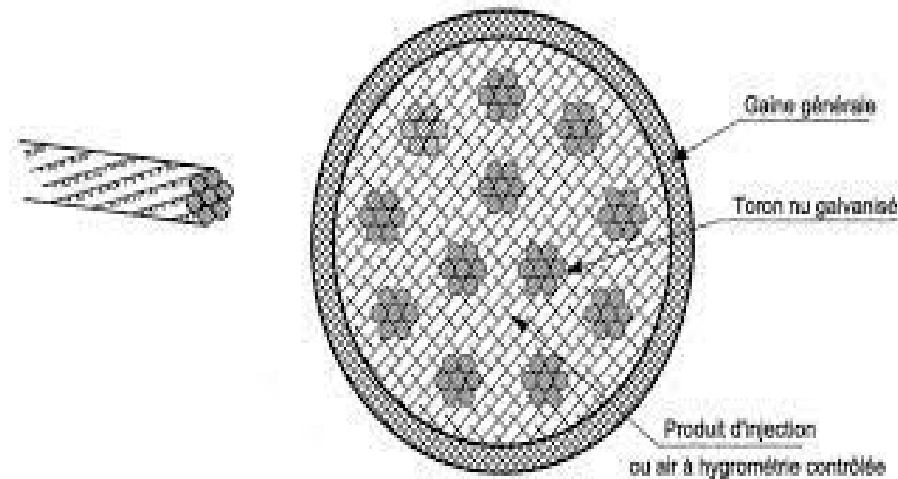


FIGURE 6.4 – Section transversale d'un câble de précontrainte

Données nécessaires pour le calcul :

- Nombre de torons par câble : 12T15.
- Section nominale de l'acier : $A_p = 1668\text{mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : $\phi = 80\text{mm}$
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1770\text{MPa}$.
- Contrainte limité élastique garantie : $f_{peg} = 1583\text{MPa}$.
- **Section nette** : c'est la section totale du béton avec déduction des conduits et des enclaves.
- B_{nette} : estimé à $95\%B_{brute}$.
- $I_{n/G}$: le moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité estimé à $90\%I_G$ (moment d'inertie de la section brute).
- $S_{n/G}$: le moment statique de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.
- v : Distance de la fibre supérieure par rapport au centre de gravité.
- v' : Distance de la fibre inférieur par rapport au centre de gravité $V = h - V$.
- ρ : coefficient de rendement Géométrique.

$$\rho = \frac{I_G}{v \times v' \times B}$$

- $d = 0.1 \times h$
- h : Hauteur de poutre.
- $\bar{\sigma}_{t2} = -0.7f_{tj}$: la contrainte de traction du béton dans la section d'enrobage.
- $\bar{\sigma}_{t1} = -f_{tj}$: la contrainte de traction du béton hors de la section d'enrobage.
- e_0 : excentricité de câble tel que : $e_0 = v - d$.

6.3 Caractéristiques des sections :

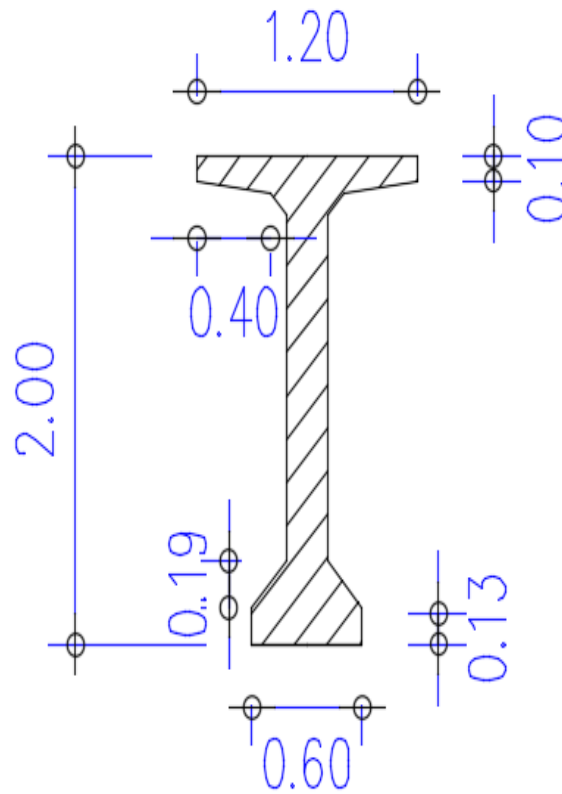


FIGURE 6.5 – Section Médiane

| Notations | Valeurs |
|-----------|----------------------|
| d' | 0.2 m |
| v | 1.0665 m |
| v' | 0.9335 m |
| I_G | 0.332 m ⁴ |
| A | 0.635 m ² |
| ρ | 1.64 |
| i | 0.3519 |

TABLE 6.1 – Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section Médiane

6.3.1 Caractéristiques géométriques de la section d'about :

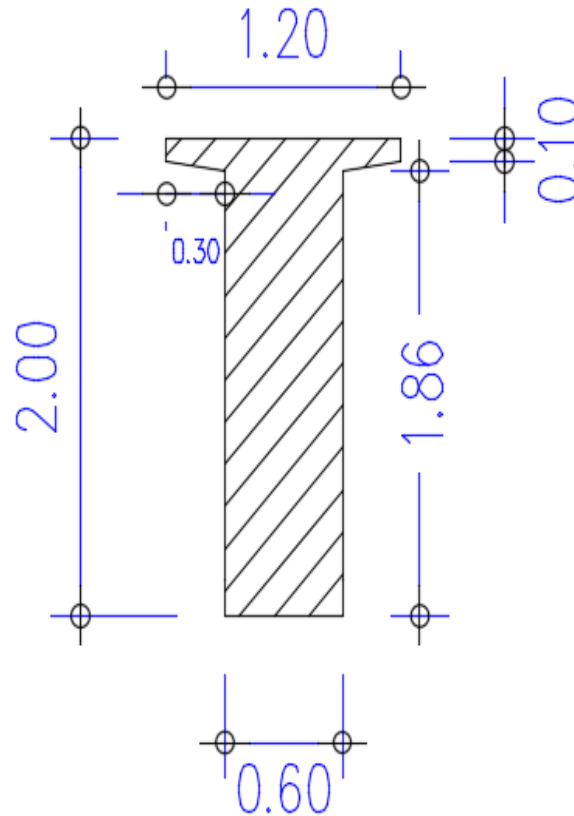


FIGURE 6.6 – Section d'about

| Notations | Valeurs |
|-------------|----------------------|
| d' | 1.8814 m^2 |
| v | 1.0551 m |
| v' | 0.9449 m |
| I_G | 0.462 m^4 |
| B_{nette} | 1.211 m^2 |
| ρ | 0.38 |
| i | 0.3606 |

TABLE 6.2 – Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section d'about avec hourdis

6.3.2 Les caractéristiques géométriques de la section About Avec hourdis

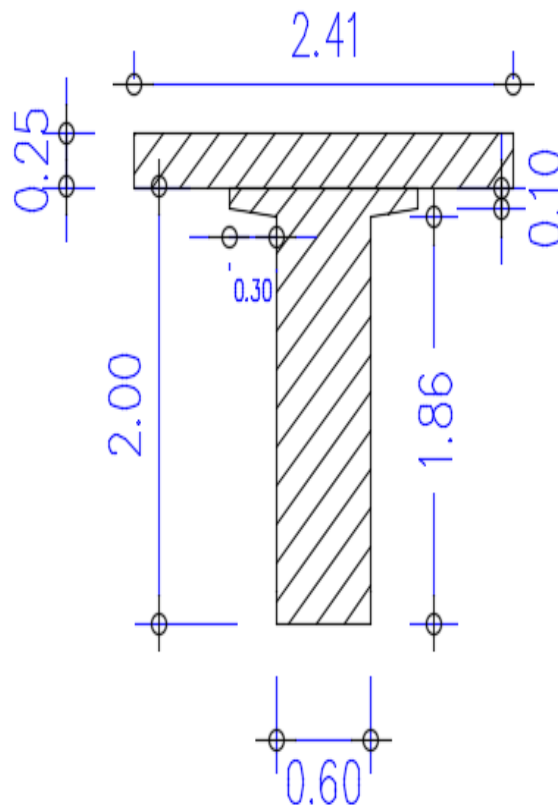


FIGURE 6.7 – Schéma de la section About Avec Hourdis

| Notations | Valeurs |
|-------------|---------------------|
| d' | 0.225 m^2 |
| v | 0.852 m |
| v' | 1.398 m |
| I_G | 0.934 m^4 |
| B_{nette} | 1.784 m^2 |
| ρ | 0.44 |
| i | 0.3606 |

TABLE 6.3 – Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section d'about

6.3.3 Les caractéristiques géométriques de la section Médiane Avec hourdis

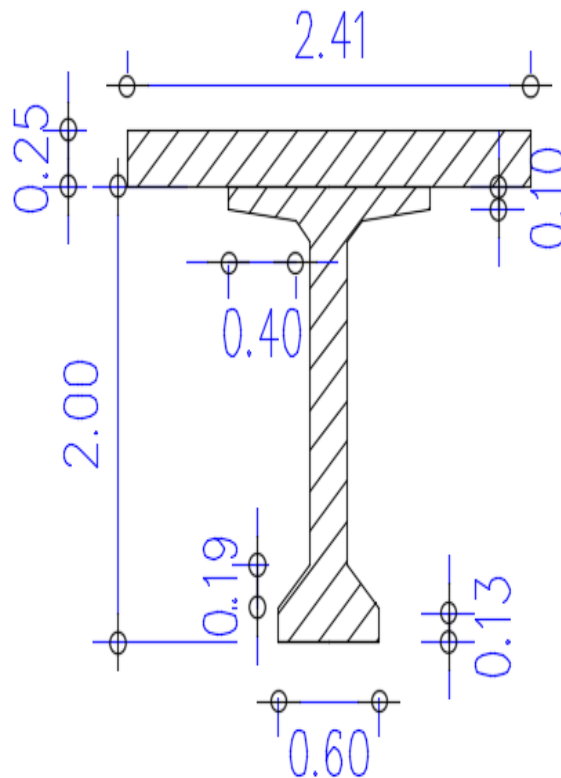


FIGURE 6.8 – Schéma de la section Médiane Avec Hourdis

| Notations | Valeurs |
|-------------|---------------------|
| d' | 0.225 m^2 |
| v | 0.852 m |
| v' | 1.398 m |
| I_G | 0.934 m^4 |
| B_{nette} | 1.784 m^2 |
| ρ | 0.44 |
| i | 0.3606 |

TABLE 6.4 – Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section Médiane + Hourdis

6.4 Détermination de l'effort de précontrainte :

La précontrainte minimale est liée à la section considérée qui peut être sous critique ou sur critique.

$P_{min} = \max(P_I; P_{II})$ Avec :

- Si $P_{min} = P_I$: le fuseau de passage est situé hors de la zone d'enrobage (section sous critique).

- Si $P_{min} = P_{II}$: le fuseau de passage se situe dans une de ces frontières qui coupe la zone d'enrobage (section sur critique).

Selon le cas de charge considéré M varie entre :

M_g : moment de poids propre

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Une valeur minimale : $M_{min} = M_g + M'_g$

Une valeur maximale : $M_{max} = M_g + M'_g + M_q$.

Cette précontrainte minimale doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage et en chaque section. On choisit comme première phase de dimensionnement la section médiane qui est la plus sollicitée.

| Notations | Valeurs |
|--------------|-------------|
| M_{poutre} | 3.76 MN.m |
| M_{max} | 11.895 MN.m |
| M_{min} | 9.746 MN.m |
| V_M | 1.283 MN |
| V_m | 1.015 MN |

TABLE 6.5 – Résultats avec Logiciel ROBOT

$$P_I = \bar{\sigma}_m \times B_n + \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho \times h}$$

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \frac{\bar{\sigma}_m}{v'}}{(\rho \times v) + (v' - d')}$$

A l'ELS le cas de charge le plus défavorable c'est : **G + D240 + 0.6T + 0.5Δθ** de la poutre ??

$$M_{max} = 11.895 MN.m$$

$$M_{min} = 9.746 MN.m$$

$$\bar{\sigma}_m = -(0.6 + 0.06 \times f_{c28}) = 2.7 MPa$$

On obtient :

$$P_I = -2.7 \times 1.207 + \frac{11.8954 - 9.746}{0.53 \times 2.25} = -1.456 MN$$

$$P_{II} = \frac{11.895 + (-\frac{2.7}{1.568})}{(0.53 \times 0.685) + (1.568 - 0.225)} = \frac{10.173}{1.704} = 5.97 MN$$

Donc : $P_{min} = \max(P_I; P_{II}) = P_{II} = 5.97 MN$ (la section est sur critique)

6.4.1 Calcul de la valeur minimal P_0 et du nombre de câble.

On calcul d'abord la précontrainte initial qui est produite par le câble 12T15 :

$$P_0 = \min(0.8 \times f_{prg} \times A_p; 0.9 \times f_{peg} \times A_p)$$

Rappelons que :

- $f_{prg} = 1770MPa$
- $f_{peg} = 1583MPa$
- $A_p = 1668mm$

Application Numérique

$$P_0 = \min(0,8 \times 1770 \times 1668; 0,9 \times 1583 \times 1668)$$

$$P_0 = 2,36MN$$

6.4.2 Le nombre des câbles :

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, on doit vérifier P_{min} à long terme on estime les pertes totales à 32 % de P_0 (BPEL 99).

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$P_{min} \leq 0,68 \times N \times P_0$$

$$N \geq \frac{P_{min}}{0.68 \times P_0}$$

$$N \geq 3.72$$

Alors, on prend 4 câbles de 12T15.

6.5 Vérification de la borne supérieure de la précontrainte :

Nous vérifions que P_0 n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble. Les pertes sont estimées à 32 % de P_0 donc $P_{min} = P_0 - \Delta P = 0.68P_0$ et $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$ en construction.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 35 = 21MPa, \quad \rho = 0.53, \quad B_n = 1.207m$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 11.895 - 9.746 = 2.149$$

$$0.68 \times P_0 \times n \leq (\sigma_{bc} \times B_n) \left(\frac{\Delta M}{\rho \times h} \right)$$

$$6.42MN \leq 23.54MN(vrifi)$$

6.6 Vérification des contraintes :

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les quatre câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non. Le calcul s'effectue à partir des caractéristiques des sections non fissurées et la vérification des contraintes se fait en classe II.

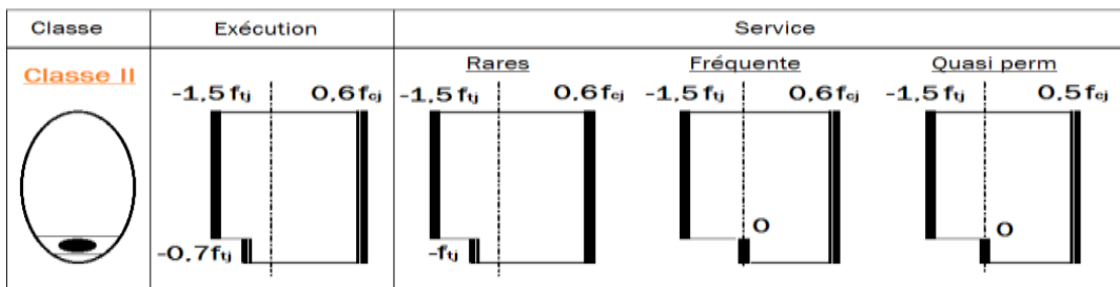


FIGURE 6.9 – Classe de vérification des contraintes

Nous vérifions que :

$$\begin{cases} \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{sup} \geq \bar{\sigma}_{bt} \end{cases} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{bt} = -1.5 \times f_{t28} \end{cases}$$

En fibre supérieure : $\sigma_{sup} = \frac{9}{B_n} + (M_{poutre} + P \times e_0) \times \frac{v}{I_G}$

En fibre inférieure : $\sigma_{inf} = \frac{9}{B_n} + (M_{poutre} + P \times e_0) \times \frac{v}{I_G}$

- $e_0 = v - d$
- P = nombre des câbles $\times (P_0 - P_0 \% Pertes) \times \% \text{ Mise en tension}$
- G_{poutre} : poids propre de la poutre.
- M_{poutre} : moment de de la poutre.

$$M_{poutre} = \frac{Q \times L^2}{8}$$

- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte maximale de compression.
- $\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte maximale de traction.

N.B : : La vérification a $x = \frac{L}{2}$, se fait selon les quatre phases suivantes. Les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont de la section à mi travée de la poutre seule.

Première phase : Après 7 jours

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Après le septième jour, la mise en tension est à 50%.
- - Les pertes considérées sont à 10%. Si $j \leq 28j$.

$$f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83 \times J} \times f_{c28}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

$$d = 0.2m.$$

Application Numérique :

$$f_{c7} = 23,18MPa$$

$$f_{t7} = 1,99MPa$$

$$\sigma_{bc7} = 13.91MPa$$

$$\sigma_{bt} = -2.99MPa$$

Deuxième phase : Après 28 jours

La deuxième étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont à 20 %.

$$f_{c28} = 35MPa$$

$$f_{t28} = 2.7MPa$$

$$\sigma_{bc} = 21MPa$$

$$\sigma_{bt} = -4.05MPa$$

$$d = 0.2m.$$

Troisième phase :Après coulage de la dalle

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.
- Les pertes considérées sont à 20 %.

$$\begin{aligned}
 f_{c28} &= 35MPa \\
 f_{t28} &= 2.7MPa \\
 \sigma_{bc} &= 21MPa \\
 \sigma_{bt} &= -4.05MPa \\
 d &= 0.225m.
 \end{aligned}$$

Quatrième phase :En service

La dernière étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont à 32 %.

$$\begin{aligned}
 f_{c28} &= 35MPa \\
 f_{t28} &= 2.7MPa \\
 \sigma_{bc} &= 21MPa \\
 \sigma_{bt} &= -4.05MPa \\
 d &= 0.225m.
 \end{aligned}$$

| Phase de Vérification | Phase 1 (7j) | Phase 2 (28j) | Phase3 (après coulage) | Phase 4 (en service) |
|---------------------------|--------------|---------------|------------------------|----------------------|
| f_{cj} | 23.18 | 35 | 35 | 35 |
| f_{t28} | 1.99 | 2.7 | 2.7 | 2.7 |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | 13.91 | 21 | 21 | 21 |
| $\bar{\sigma}_{bt}$ (MPa) | -2.99 | -4.05 | -4.05 | -4.05 |
| Pertes (%) | 10 | 20 | 20 | 32 |
| $e_0(m)$ | -0.866 | -0.866 | -1.343 | -1.343 |
| M (MN m) | 3.76 | 3.76 | 9.764 | 11.985 |
| P (Mn) | 4.25 | 7.56 | 7.56 | 6.42 |
| $B_n(m^2)$ | 0.635 | 0.635 | 1.207 | 1.207 |
| $I_G(m^4)$ | 0.332 | 0.332 | 0.69 | 0.69 |
| $v(m)$ | 1.066 | 1.066 | 1.568 | 1.568 |
| $v(m)$ | 0.934 | 0.934 | 0.682 | 0.682 |
| σ_{sup} (MPa) | 7.21 | 4.60 | 5.86 | 10.49 |
| σ_{inf} (MPa) | 6.10 | 20.24 | 7.18 | -3.62 |
| Observation | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

TABLE 6.6 – Tableaux récapitulatif des résultats de calcul

6.6.1 Conclusion

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles.

6.7 Disposition des câbles :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0$.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.
- Le tracé doit respecter des dispositions constructives exigées par le BPEL en ce qui concerne les bonnes conditions d'enrobage.

6.7.1 Disposition constructives des câbles :

Section d'about :

A l'about on prendra un espacement de $B=0.4$ m entre deux câbles successifs, et on détermine d de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontrainte sortant de la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section : $\Sigma M/O = 0$.

$$(P_1 + P_2 + P_3 + P_4) \times V = P_1 \times d_1 + P_2 \times d_2 + P_3 \times d_3 + P_4 \times d_4$$

Avec :

- $P_1 = P_2 = P_3 = P_4$
- $d_2 = d_1 + B$
- $d_3 = d_1 + 2 \times B$
- $d_4 = d_1 + 3 \times B$
- $v = 1.055m$

$$4 \times v \times P = 3 \times d_1 + 6 \times B$$

$$4 \times 1.055 = 3 \times d_1 + 2.4$$

$$d_1 = 0.455m$$

$$d_2 = 0.855m$$

$$d_3 = 1.255m$$

$$d_4 = 1.655m$$

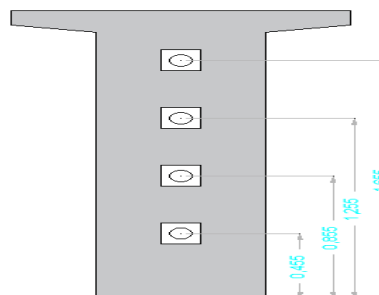


FIGURE 6.10 – Disposition des câbles à l'about

Section à mi- travée :

En respectant la distance de ϕ autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

- Diamètre de la gaine $\phi = 0.08m$
- Distance des câbles on prend $c = 0.12m$

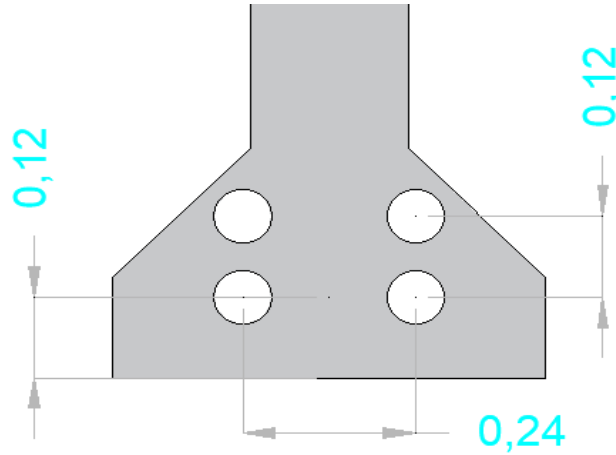


FIGURE 6.11 – Disposition des câbles à mi- travée

Tracé des câbles :

Les câbles de précontrainte doivent être conçus de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Leur tracé comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Dans notre cas, le tracé des câbles de précontrainte prend la forme de parabole tout au long de notre poutre. Ce tracé peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et sa dérivée sont :

$$Y(x) = ax^2 + bx + c$$

$$Y'(x) = 2ax + b$$

L'origine du repère (x, y) se situe dans la moitié de la poutre

Pour le câble Numéro 1 :

$$\begin{cases} Y(x) = ax^2 + bx + c \\ Y'(x) = 2ax + b \end{cases}$$

$$\begin{cases} Y(0) = 0.12 \\ Y'(0) = 0 \\ Y(20) = 0.455 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = 8.375 \times 10^{-4} \\ b = 0 \\ c = 0.12 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y(x) = 8.375 \times 10^{-4}x^2 + 0.12 \\ Y'(x) = 1.675 \times 10^{-3}x \end{cases}$$

L= 40 m

| X | X_c | Y | $tag(\alpha)$ | α | $\alpha(rad)$ |
|-----------------|-------|-------|---------------|----------|---------------|
| $\frac{L}{2}$ | 0 | 0.12 | 0 | 0 | 0 |
| $\frac{4L}{10}$ | 4 | 0.133 | 0.0067 | 0.384 | 0.0067 |
| $\frac{3L}{8}$ | 5 | 0.141 | 0.0084 | 0.48 | 0.0084 |
| $\frac{L}{4}$ | 10 | 0.204 | 0.0168 | 0.96 | 0.0167 |
| 0 | 20 | 0.455 | 0.0335 | 1.919 | 0.0335 |

TABLE 6.7 – Caractéristiques géométriques du câble N°01 sur différents points :

Pour le câble Numéro 2 :

$$\begin{cases} Y(0) = 0.12 \\ Y'(0) = 0 \\ Y(20) = 0.855 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = 1.838 \times 10^{-3} \\ b = 0 \\ c = 0.12 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y(x) = 1.383 \times 10^{-3}x^2 + 0.12 \\ Y'(x) = 3.675 \times 10^{-3}x \end{cases}$$

| X | X_c | Y | $tag(\alpha)$ | α | $\alpha(rad)$ |
|-----------------|-------|-------|---------------|----------|---------------|
| $\frac{L}{2}$ | 0 | 0.12 | 0 | 0 | 0 |
| $\frac{4L}{10}$ | 4 | 0.149 | 0.0147 | 0.842 | 0.0147 |
| $\frac{3L}{8}$ | 5 | 0.166 | 0.0184 | 1.053 | 0.0184 |
| $\frac{L}{4}$ | 10 | 0.304 | 0.0368 | 2.107 | 0.0368 |
| 0 | 20 | 0.855 | 0.0735 | 4.204 | 0.0734 |

TABLE 6.8 – Caractéristiques géométriques du câble N°02 sur différents points :

Pour le câble Numéro 03 :

$$\begin{cases} Y(0) = 0.24 \\ Y'(0) = 0 \\ Y(20) = 1.255 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = 2.538 \times 10^{-3} \\ b = 0 \\ c = 0.24 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y(x) = 2.538 \times 10^{-3}x^2 + 0.24 \\ Y'(x) = 5.075 \times 10^{-3}x \end{cases}$$

| X | X_c | Y | $tag(\alpha)$ | α | $\alpha(rad)$ |
|-----------------|-------|-------|---------------|----------|---------------|
| $\frac{L}{2}$ | 0 | 0.24 | 0 | 0 | 0 |
| $\frac{4L}{10}$ | 4 | 0.281 | 0.0203 | 1.163 | 0.0202 |
| $\frac{3L}{8}$ | 5 | 0.303 | 0.0254 | 1.453 | 0.0253 |
| $\frac{L}{4}$ | 10 | 0.494 | 0.0508 | 2.908 | 0.0507 |
| 0 | 20 | 1.255 | 0.1015 | 5.796 | 0.1012 |

TABLE 6.9 – Caractéristiques géométriques du câble N°03 sur différents points :

Pour le câble Numéro 04 :

$$\begin{cases} Y(0) = 0.24 \\ Y'(0) = 0 \\ Y(20) = 1.655 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = 3.538 \times 10^{-3} \\ b = 0 \\ c = 0.24 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y(x) = 3.538 \times 10^{-3}x^2 + 0.24 \\ Y'(x) = 7.075 \times 10^{-3}x \end{cases}$$

| X | X_c | Y | $tag(\alpha)$ | α | $\alpha(rad)$ |
|-----------------|-------|-------|---------------|----------|---------------|
| $\frac{L}{2}$ | 0 | 0.24 | 0 | 0 | 0 |
| $\frac{4L}{10}$ | 4 | 0.297 | 0.0283 | 1.621 | 0.0283 |
| $\frac{3L}{8}$ | 5 | 0.328 | 0.0354 | 2.026 | 0.0354 |
| $\frac{L}{4}$ | 10 | 0.594 | 0.0708 | 4.047 | 0.0706 |
| 0 | 20 | 1.655 | 0.1415 | 8.054 | 0.1406 |

TABLE 6.10 – Caractéristiques géométriques du câble N°03 sur différents points :

Les câbles de précontrainte sont représentés dans la figure suivante :

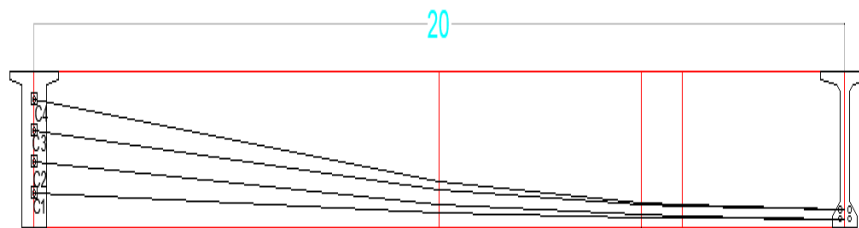


FIGURE 6.12 – Schématisation des câbles de précontraintes

6.8 Détermination de l'angle de relevage :

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un tracé qui minimise l'intensité de ces contraintes, cet angle de relevage est donné par l'expression suivante :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{p}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{V_m + \bar{V}}{p}\right)$$

Avec :

- V_M : Effort Tranchant Maximale à ELS de la combinaison $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$.
- V_m : Effort Tranchant sous le poids propre.
- \bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$$\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0.8 \times h$$

$$\bar{T} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma(x))]^{\frac{1}{2}}$$

$\sigma(x)$: Contrainte normale au niveau de la fibre neutre $\sigma(x) = \frac{p}{B_n}$

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis. $B_n = B_{brute} - B_{Gainé}$

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis. $b_n b_0 (n \times K \times \phi)$

avec $K=0.5$

n : nombre de gaine par lit = 1

b_0 : Largeur brute

ϕ : diamètre de la gaine 0.08m

Application Numérique :

— $f_{c28} = 35MPa$

— $f_{t28} = 2.7MPa$

— $P = nb \text{ câble } (P_0 - \% \text{ Pertes } P_0) = 4 \times 2.36 \times 0.68 = 6.42MN$ (avec une perte de 32 %)

— $B_n = B_{brute} - B_{Gaine} = 1.878(40.042 \times \pi) = 1.858m^2$

— $V_M = 1.283MN$

— $V_m = 1.015MN$

— $\sigma(x) = \frac{P}{B_n} = \frac{6.42}{1.858} = 3.45MPa$

— $\bar{T} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma(x))]^{\frac{1}{2}} = [0.4 \times 2.7 \times (2.7 + 3.45)]^{\frac{1}{2}} = 2.578MPa$

— $b_n b_0 (n \times K \times \phi) = 0.6(1 \times 0.5 \times 0.08) = 0.56m$

— $\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0.8 \times h = 2.578 \times 0.56 \times 0.8 \times 2.25 = 2.6MN$

$$\arcsin\left(\frac{1.283 - 2.6}{7.08}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{1.015 + 2.6}{7.08}\right) \Rightarrow -10.72 \leq \alpha \leq 30.69$$

| Câble | α max (l'angle max) | l'angle de relevage | Observation |
|-------|----------------------------|--------------------------------|-------------|
| C1 | 1.919 | $-10.72 \leq 1.919 \leq 30.69$ | Vérifiée |
| C2 | 4.204 | $-10.72 \leq 5.342 \leq 30.69$ | Vérifiée |
| C3 | 5.796 | $-10.72 \leq 5.796 \leq 30.69$ | Vérifiée |
| C4 | 8.054 | $-10.72 \leq 8.054 \leq 30.69$ | Vérifiée |

TABLE 6.11 – Tableau de vérification de l'angle de relvage :

6.9 Calcul des pertes :

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En Post-tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement.
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

1. **Pertes de tension instantanées** : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
2. **Pertes de tension différées** : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

Tension à l'origine : les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée σ_{P0} . Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\sigma_{P0} = \text{Min}(0.8 \times f_{prg}; 0.95 \times f_{peg}) = \text{Min}(0.8 \times 1770; 0.9 \times 1583) = 1425MPa$$

6.9.1 Pertes instantanées :

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{P_i}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{P0} - \sigma_{pi}(x)$.

6.9.2 Perte de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée à l'origine σ_{P0} diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{P0} \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

σ_{P0} : la tension à l'origine. $\sigma_{P0} = 1425$ Mpa

e : la base des logarithmes népériens

f : coefficient de frottement en courbe $(r_d - 1) \times f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$

α : L'angle de relevage du câble $\alpha(\text{rad})$

φ : Perte relative de tension par mètre. $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

X : la distance de la section considérée (m).

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{P0} - \sigma_p(x) = \sigma_{P0} \times (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

| Section | N° câble | $\alpha(\text{rad})$ | $f\alpha + \varphi x$ | $\Delta\sigma(\text{MPa})$ | $\Delta\sigma_{\text{moy}}(\text{MPa})$ | $\Delta\sigma_{\text{moy}}(\%)$ |
|-------------|----------|----------------------|-----------------------|----------------------------|---|---------------------------------|
| 0 | C1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | C2 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | C3 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | C4 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 0.25L (10m) | C1 | 0.017 | 0.023 | 32.20 | 38.41 | 2.72 % |
| | C2 | 0.037 | 0.027 | 37.20 | | |
| | C3 | 0.051 | 0.029 | 40.65 | | |
| | C4 | 0.071 | 0.033 | 45.57 | | |
| 0.5L (20m) | C1 | 0.034 | 0.046 | 63.82 | 76.68 | 5.38 % |
| | C2 | 0.073 | 0.053 | 73.28 | | |
| | C3 | 0.101 | 0.058 | 80.03 | | |
| | C4 | 0.141 | 0.058 | 89.62 | | |

TABLE 6.12 – Tableau pertes par frottement total

6.9.3 Perte de tension par recul de l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

Les pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

À $X=0$ m

$$\Delta\sigma_{rec} = 2 \times \sigma_{P0} \times K \times (d - X).$$

Tel que :

X : la distance de la section considérée (m)

K : La courbe totale. $K = f \frac{\alpha}{L} + \varphi$

α : L'angle de relevage max du câble $\alpha(rad)$

φ : Perte relative de tension par mètre. $\varphi = 0.002m^{-1}$

L : longueur du câble $L=20$ m

La distance « d » est exprimée comme suit : $d = \frac{\sqrt{g \times E_p}}{\sigma_{P0} \times K}$ (BPEL 99).

E_p : Module d'élasticité d'acier. $E_p = 190,000MPa$

g : Glissement à l'ancrage. $g = 6mm$

NB : Puisque $X_{1,2,3,4} \leq L$, on peut mettre la tension par les deux cotés sans avoir des valeurs de tension notables.

$$\Delta\sigma_{recmax} = 2 \times \sigma_{P0} \times K \times d.$$

| Section | N° câble | $\alpha(rad)$ | $K(m^{-1})$ | $d(m)$ | $\Delta\sigma(MPa)$ | $\Delta\sigma_{moy}(MPa)$ | $\Delta\sigma_{moy}(\%)$ |
|-------------|----------|---------------|-------------|-------------|---------------------|---------------------------|--------------------------|
| | C1 | 0 | 0.02 | 20 | 114 | | |
| 0 | C2 | 0 | 0.02 | 20 | 114 | 114 | 8% |
| | C3 | 0 | 0.02 | 20 | 114 | | |
| | C4 | 0 | 0.02 | 20 | 114 | | |
| | C1 | 0.017 | 0.0022 | 19.35 | 56.94 | | |
| 0.25L= 10 m | C2 | 0.037 | 0.0023 | 18.58 | 56.64 | 56.49 | 3.99 % |
| | C3 | 0.051 | 0.0025 | 18.10 | 56.35 | | |
| | C4 | 0.071 | 0.0026 | 17.54 | 56.05 | | |
| | C1 | 0.034 | 0.0023 | 18.65 | 0 | | |
| 0.5L = 20 m | C2 | 0.073 | 0.0027 | 17.21 16.61 | 0 | 0 | 0 % |
| | C3 | 0.101 | 0.0029 | 16.61 | 0 | | |
| | C4 | 0.141 | 0.0033 | 15.57 | 0 | | |

TABLE 6.13 – Perte de tension par recul de l'ancrage

6.9.4 Perte de tension dues au raccourcissement instantanée du béton :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, donnée :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b(x).$$

Avec :

- E_p : module d'élasticité des armatures $E_p = 190,000$ MPa
- E_{ij} : module instantané du béton au jour « j ». $E_{ij} = 11000\sqrt{f_{cj}}$
 $f_{c28} = 35$ MPa Au 28 ème jour $E_{ij} = 35981.73$ MPa
- $\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton

$$\sigma_b(x) = \frac{P(x)}{B_n} + \frac{P(x) \times e(x)^2}{I_G} - \frac{M_p(x) \times e(x)}{I_G}$$

Tel que :

n : nombre de câble dans la section considérer. n=4

A_p : Section nominale de l'acier. $A_p = 1668$ mm²

B_n : Section nette.

M_p : Moment de la poutre seule.

I_G : Moment d'inertie

e : excentre-ment moyen des câbles de précontrainte dans la section considérer

Tel que pour chaque section : $e = Vy_{moy}$ Et $P = n \times (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{frot} - \Delta\sigma_{recul}) \times A_p$

| Section | 0L | 0.25L= 10 m | 0.5L = 20m |
|--------------------------|--------|-------------|------------|
| P (Mn) | 8.74 | 8.87 | 9 |
| $I_G(m^4)$ | 0.46 | 0.332 | 0.332 |
| $B_n(m^2)$ | 1.21 | 0.635 | 0.635 |
| $e(m)$ | 0 | 0.667 | 0.886 |
| $M_{poutre}(Mn)$ | 0 | 2.82 | 3.76 |
| $\sigma_b(MPa)$ | 7.22 | 20.19 | 25.42 |
| $\Delta\sigma_{28}(MPa)$ | 19.07 | 53.3 | 67.11 |
| $\Delta\sigma_{28}(\%)$ | 1.34 % | 3.74 % | 4.71% |

TABLE 6.14 – Perte par déformation instantané du béton

6.10 Pertes différées :

6.10.1 Perte de tension due au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, due à une évaporation de l'eau. La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma_{pr} = \epsilon_r \times [1 - r(j)] \times E_p$$

— $\epsilon_r = 310^{-4}$: étant le retrait total du béton (climat nord d'Algérie).

— $r(j)$: Fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps exprimée en (cm)

$$r_j = \frac{j}{j + 9 \times r_m}$$

— j : l'âge du béton au moment de sa mise en précontraint.

— $r(m)$: rayon moyen de la poutre définie par $r(m) = \frac{B_n}{P_{er}}$

Pour les sections X=20m et X = 10m

$$r(m) = \frac{0.635}{6.74} = 0.094 = 9.4cm$$

P_{er} : le périmètre de la section. $P_{er} = 6.74$

Alors : $r(28 \text{ jours}) = 0.249$

$$\Delta\sigma_{ret} = 3 \times 10^{-4} \times 1.9 \times 10^5 \times [1 - 0.249] = 42.83MPa.$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 3.02$$

Pour la section X = 0m

$$r(m) = \frac{1.211}{6.308} = 0.192 = 19.2cm$$

P_{er} : le périmètre de la section. $P_{er} = 6.308$

Alors : $r(28 \text{ jours}) = 0.139$

$$\Delta\sigma_{ret} = 310^{-4} \times 1.9 \times 10^5 [1 - 0.139] = 49.05MPa$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 3.46\%$$

6.10.2 •

de tension due au fluage du béton : Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps, les câbles de précontrainte vont subir la même déformation, donc une chute de leur tension :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

σ_M : Contrainte maximale dans le béton après les pertes instantanées.

σ_b : Contrainte finale dans le béton après les pertes différées.

$$\sigma_b + \sigma_m = \sigma_{bj} \times K_{fl}$$

K_{fl} : coefficient de fluage $K_{fl} = 1.7$

$$\sigma'_{bj}(x) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec : $P = A_p \times n \times (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{inst})$ Et $e = Vy_{moy}$

| Section | 0L | 0.25L= 10 m | 0.5L = 20m |
|--------------------------|--------|-------------|------------|
| $\Delta\sigma_{inst}$ | 133.07 | 148.2 | 142.02 |
| P (Mn) | 8.62 | 8.52 | 8.56 |
| $I_G(m^4)$ | 0.46 | 0.332 | 0.332 |
| $B_n(m^2)$ | 1.21 | 0.635 | 0.635 |
| $e(m)$ | 0 | 0.667 | 0.886 |
| $M_{poutre}(Mn)$ | 0 | 2.82 | 3.76 |
| $\sigma_b(MPa)$ | 7.12 | 19.17 | 23.01 |
| $\Delta\sigma_{28}(MPa)$ | 63.9 | 172.07 | 206.55 |
| $\Delta\sigma_{28}(\%)$ | 4.48 % | 12.08 % | 14.49 % |

TABLE 6.15 – Perte de tension due au fluage du béton

6.10.3 Perte de tension due à la relaxation des câbles :

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{relx} = 0.06 \times \rho_{1000} \left[\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}$$

- $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pinst}$
- $\rho_{1000} = 2.5\%$
- $\mu_0 = 0.43$
- $f_{prg} = 1770 MPa$

| Section | 0L | 0.25L= 10 m | 0.5L = 20m |
|---------------------------|--------|-------------|------------|
| $\Delta\sigma_{inst}$ | 133.07 | 148.2 | 142.02 |
| $\sigma_{pi}(MPa)$ | 1291.9 | 1276.8 | 1282.98 |
| $\Delta\sigma_{rel}(MPa)$ | 58.11 | 55.8 | 58.74 |
| $\Delta\sigma_{rel}\%$ | 4.08 | 3.92 | 3.98 |

TABLE 6.16 – Perte de tension due à la relaxation

| Section (m) | Pertes instantanées (MPa) | Pertes Instantanées (%) | Pertes différées (MPa) | Pertes différées (%) | Pertes total (MPa) | Pertes total (%) |
|-------------|---------------------------|-------------------------|------------------------|----------------------|--------------------|------------------|
| 0L | 133.07 | 9.34 | 161.38 | 11.32 | 294.45 | 20.66 |
| 0.25L= 10m | 148.2 | 10.39 | 261.48 | 18.35 | 409.68 | 28.75 |
| 0.5L = 20m | 142.02 | 9.96 | 296.66 | 20.82 | 438.68 | 30.78 |

TABLE 6.17 – Récapitulation des pertes totales

Note : les pertes différées finales sont égale à : $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{relax}$

Après le calcul du pourcentage des pertes totales, on remarque que les pertes de tension inférieures à 32%, la valeur qu'on a proposée au départ, donc le nombre de câble est vérifier (4 câbles de 12T15)

6.11 Calcule justificatif des sections :

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est à dire vérifié le non dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicité (à mi-travée). Justificatif de la poutre à l'ELS.

6.11.1 Vis-à-vis des contraintes normales :

Selon le BPEL la précontrainte est représentée par une valeur de calcul P qui est :

$$P = (P1; P2) = \begin{cases} A_p \times n \times (1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma_p) & \text{phase de construction} \\ A_p \times n \times (0.98 \times \sigma_{p0} - 1.2 \times \Delta\sigma_p) & \text{phase d'exploitation} \end{cases}$$

Pour les contraintes normales on doit vérifier les conditions citées :

- $\Delta\sigma_p$: Perte de tension.
- σ_{p0} : Tension à l'origine.

Les vérifications sont pour les 4 étapes, tel que : Première étape :

Elle commence dès le quinzième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont des pertes instantanées aussi à 50 %. (document SETRA)

Deuxième étape :

Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100 %, et les pertes considérées sont les pertes instantanées Totales.

Troisième étape :

Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis coulé sur place, tant que la poutre est la section résistante avec toute les pertes instantané avec 40 % des pertes diffères.

Quatrième étape : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100 % , avec des pertes Totales.

| Section | x=0 (0m) | | x=L/4 (10m) | | x=3L/8 (15m) | | x=L/2 (20m) | |
|------------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle |
| H (m) | 2 | 2.25 | 2 | 2.25 | 2 | 2.25 | 2 | 2.25 |
| $B_{nette}(m^2)$ | 1.211 | 1.784 | 0.635 | 1.207 | 0.635 | 1.207 | 0.635 | 1.207 |
| v (m) | 0.945 | 0.852 | 0.934 | 0.682 | 0.934 | 0.682 | 0.934 | 0.682 |
| $v'(m)$ | 1.055 | 1.398 | 1.066 | 1.568 | 1.066 | 1.568 | 1.066 | 1.568 |
| $I_G(m^4)$ | 0.462 | 0.935 | 0.332 | 0.69 | 0.332 | 0.69 | 0.332 | 0.69 |
| $\rho(\%)$ | 38 | 44 | 52 | 53 | 52 | 53 | 52 | 53 |

TABLE 6.18 – Caractéristiques géométriques des câbles

| | Y_1 | Y_2 | Y_3 | Y_3 | Y_4 |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0 | 0.455 | 0.855 | 1.255 | 1.655 | 1.055 |
| $\frac{L}{4}$ | 0.204 | 0.304 | 0.494 | 0.594 | 0.399 |
| $\frac{3L}{8}$ | 0.141 | 0.166 | 0.303 | 0.328 | 0.235 |
| $\frac{L}{2}$ | 0.120 | 0.120 | 0.240 | 0.240 | 0.180 |

TABLE 6.19 – Caractéristiques des sections :

| | Câbles | $M_t\%$ | ΔP | P |
|---------|--------|---------|------------|------|
| Étape 2 | 4 | 50 | 71.01 | 4.66 |
| Étape 3 | 4 | 100 | 142.02 | 8.94 |
| Étape 4 | 4 | 100 | 260.68 | 8.31 |
| Étape 1 | 4 | 100 | 438.68 | 5.44 |

TABLE 6.20 – Effort de précontrainte P

$$\text{En fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{p}{B_n} + (M + P \times e_0) \times \frac{v}{I_G}$$

$$\text{En fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{p}{B_n} - (M + P \times e_0) \times \frac{v}{I_G}$$

| Étapes | | Étape 1 | | | | Étape 2 | | | |
|-----------------------------|----------------|----------|---------------|----------------|---------------|----------|---------------|----------------|---------------|
| Position | | 0 | $\frac{L}{4}$ | $\frac{3L}{8}$ | $\frac{L}{2}$ | 0 | $\frac{L}{4}$ | $\frac{3L}{8}$ | $\frac{L}{2}$ |
| Moment(MN.m) | | 0 | 2.82 | 3.52 | 3.76 | 0 | 2.82 | 3.52 | 3.76 |
| e (m) | | 0 | -0.67 | -0.83 | -0.89 | 0 | -0.67 | -0.83 | -0.89 |
| Contrainte de poids (Mpa) | σ_{sup} | 0 | 7.93 | 9.9 | 10.57 | 0 | 7.93 | 9.9 | 10.57 |
| | σ_{inf} | 0 | -9.05 | -11.3 | -12.07 | 0 | -10.05 | -12.3 | -13.07 |
| Contrainte de Précontrainte | σ_{sup} | 0 | -8.78 | -10.88 | -11.67 | 0 | -16 | -19.8 | -21.25 |
| | σ_{inf} | 0 | 10.2 | 12.42 | 13.31 | 0 | 14.26 | 17.62 | 19.26 |
| $\frac{P}{B_n}(MPa)$ | | 3.85 | 7.34 | 7.34 | 7.34 | 7.38 | 14.08 | 14.08 | 14.08 |
| $\sigma_{Total}(MPa)$ | σ_{sup} | 3.85 | 6.49 | 6.36 | 6.24 | 7.38 | 6.01 | 4.18 | 3.4 |
| | σ_{inf} | 3.85 | 8.49 | 8.46 | 8.58 | 7.38 | 18.29 | 19.38 | 20.27 |
| Observation | | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

| Étapes | | Étape 3 | | | | Étape 4 | | | |
|-----------------------------|----------------|----------|---------------|----------------|---------------|----------|---------------|----------------|---------------|
| Position | | 0 | $\frac{L}{4}$ | $\frac{3L}{8}$ | $\frac{L}{2}$ | 0 | $\frac{L}{4}$ | $\frac{3L}{8}$ | $\frac{L}{2}$ |
| Moment(MN.m) | | 0 | 7.32 | 9.15 | 9.76 | 0 | 8.92 | 11.15 | 11.89 |
| e (m) | | -0.34 | -1.17 | -1.33 | -1.39 | -0.34 | -1.17 | -1.33 | -1.39 |
| Contrainte de poids (Mpa) | σ_{sup} | 0 | 7.24 | 9.04 | 9.64 | 0 | 8.81 | 11.02 | 11.75 |
| | σ_{inf} | 0 | -16.63 | -20.79 | -22.18 | 0 | -18.27 | -23.34 | -25.02 |
| Contrainte de Précontrainte | σ_{sup} | -2.79 | -9.61 | -10.92 | -11.42 | -1.83 | -6.29 | -7.15 | -7.47 |
| | σ_{inf} | 6.42 | 22.09 | 25.11 | 26.25 | 4.2 | 14.46 | 16.44 | 17.18 |
| $\frac{P}{B_n}(MPa)$ | | 4.66 | 6.88 | 6.88 | 6.88 | 3.05 | 4.51 | 4.51 | 4.51 |
| $\sigma_{Total}(MPa)$ | σ_{sup} | 1.87 | 4.51 | 5 | 5.1 | 1.22 | 7.03 | 8.31 | 8.79 |
| | σ_{inf} | 11.08 | 12.43 | 11.2 | 10.95 | 7.25 | 0.7 | -2.39 | -3.33 |
| Observation | | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

TABLE 6.21 – Justification vis à vis des contraintes normales :

6.11.2 Vis-à-vis des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles se fait pour chaque phase ou la contrainte tangentielle au niveau d'une section doit vérifier les deux inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0.6 \times f_{cj} \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}^2$$

Si $\sigma_x \leq 0.4 \times f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1^2 \leq \bar{\tau}_2^2$ donc on vérifie juste que $\tau \leq \bar{\tau}_1$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle.

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Détermination de la contrainte normale σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

Avec :

$$P = \sum_1^4 P_i \cos \alpha_i$$

P : Effort de précontrainte.

B_n : Surface nette de la section considérée.

Application Numérique :

$$P_i = 2.36 \times (1 \Delta \sigma_{Total}) = 1.63 MN.$$

$$\alpha_{C1} = 1.919 - \alpha_{C2} = 4.204 - \alpha_{C3} = 5.796 - \alpha_{C4} = 8.054.$$

$$P = 1.63 \times (\cos(1.919) + \cos(4.204) + \cos(5.796) + \cos(8.054)) = 6.49 MN$$

$$B_n = 1.784 m^2$$

Alors :

$$\sigma_x = 3.64 MPa \leq 0.4 \times f_{cj} = 14 MPa$$

Détermination de la contrainte tangentielle τ :

$$\tau = \frac{S_n \times V_{red}}{I_n \times b_n}$$

Avec : $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \times \cos \alpha_i$

V_{red} : Effort tranchant réduit.

S_n : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (on prend celle de la poutre + hourdis).

b_n : largeur nette de la section.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

Application Numérique :

$$- V_{maxEls} = 1.283 MN$$

- $I_G = 0.462m^4$
- $b_n = 0.56m$
- $S_n = 0.53m^3$
- $V_{red} = 1.283 - 1.74 \times (\sin(1.919) + \sin(4.204) + \sin(5.796) + \sin(8.054))$
- $V_{red} = 0.678MN$.
- $\tau = \frac{0.678 \times 0.53}{0.462 \times 0.56} = 1.39MPa$
- $\tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] = 0.4 \times 2.7 \times [2.7 + 3.64] = 6.847$
- $\bar{\tau}_1 = 2.617MPa$

On constate que :

$$\tau = 1.39MPa \leq \bar{\tau}_1 = 2.617MPa \mapsto \text{Ok}$$

6.11.3 Justification des bielles de Béton :

Par rapport à la rupture de l'effort tranchant :

Cette condition est traduite pour éviter tout calcul complémentaire en une vérification de la contrainte de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage. Il suffit de vérifier :

$$\tau_{u,red} \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83MPa$$

$V_{u,red}$: Effort tranchant réduit.

$$V_{u,red} = V_u - \sum P_i \times \cos\alpha_i = 1.35 \times V_G + 1.35 \times V_{D240} 0.75 \times \sum P_i \sin\alpha_i$$

$$V_{u,red} = 1.732 - 0.425 = 1.3MN$$

$\tau_{u,red}$: contrainte de cisaillement réduite.

$$\tau = \frac{S_n \times V_{red}}{I_n \times b_n} = \frac{1.3 \times 0.53}{0.462 \times 0.56} = 2.66MPa$$

$2.66 \leq 5.83 \mapsto$ Vérifiée

Vérification de l'inclinaison des bielles : L'effort de cisaillement produit par les fissurations suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de compression en désignant par β_u l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la poutre, on a :

$$\tan(2\beta_u) = 2 \times \frac{\tau_{u,red}}{\sigma_x} = 2 \times \frac{2.66}{3.64} = 1.46$$

* Donc : $\beta_u = 27.8$ et $\beta_u \leq 30 \mapsto$ Vérifiée. On prend $\beta_u = 30$.

6.12 Ferrailage passif :

6.12.1 Armature longitudinale de la zone tendue :

Armatures longitudinales dans les zones tendues, Leurs buts est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections. Dans Toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées. Le ferrailage passif longitudinal n'est pas nécessaire mécaniquement, on disposera un ferrailage minimal pour la limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances. On disposera donc **4HA14** en nappe inférieure dans le talon.

6.12.2 Armature de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement Orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer.

$$A_{s,max} = \begin{cases} 3cm^2/ml & \times \text{ périmètre de la poutre} \\ 0.1\% & \text{ de la section nette de la poutre} \end{cases} \Rightarrow A_{s,max} = \begin{cases} 3 \times 6.74 = 20.22cm^2 \\ 0.1\% \times 1.211 \times 10^4 = 12.11cm^2 \end{cases}$$

$A_s \geq 20.22cm^2$ on prend alors **20HA12** ($22.6cm^2$)

On opte :

- 6HA12 pour le talon.
- 8HA12 pour l'âme.
- 6HA12 pour la table de compression.

6.12.3 Transversalement :

On détermine la section des armatures transversale A_t par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan(\beta_u)$$

Avec :

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

S_t : Espacement de deux cours de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

τ_u : Contrainte tangentielle ultime

Application Numérique :

$$V_{maxElu} = 1.732MN$$

$$f_{t28} = 2.7MPa$$

$$f_e = 400MPa$$

$$s = 1.15$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.732}{0.6 \times 0.9 \times 2} = 1.6MPa$$

$$\beta_u = 30$$

$$b_n = 0.56m$$

$$\text{On trouve : } \frac{A_t}{S_t} \geq 6.28cm$$

Le pourcentage minimum a disposé : D'après le BAEL le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

b_n : Largeur nette de l'âme

Application Numérique :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 3.381cm^2/m$$

On fixe $A_t = 1.58cm^2 \rightarrow$ 1 cadre HA10, donc on aura : $S_t \leq 0.47m$

$$S_t = \begin{cases} S_t = 40cm & \text{ dans la section médiane} \\ S_t = 20cm & \text{ dans la section de l'about} \end{cases}$$

Avec : $S_t = 0.2m \leq \min(0.8h; 3b_0; 1m) = \min(1.6m; 1.8m; 1m) = 1m$

Cadre de talon :

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA10 et un étrier chaque 20cm.

6.13 Justification de la zone d'about

L'about de la poutre est soumis à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de 03 zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

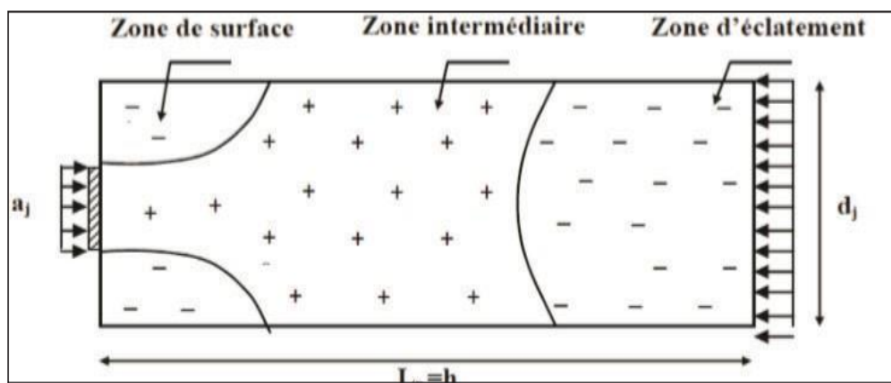


FIGURE 6.13 – Zone de concentration des contraintes

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique :

$$d_1 = \min(2 \times C1; C2)$$

$$d_2 = \min(C2; 2C3)$$

$$C1 = 0.345m$$

$$C2 = 0.4m$$

$$C3 = 0.455m$$

$$d_1 = \min(2 \times 0.345; 0.40) = \min(0.69; 0.40) = 0.4m$$

$$d_2 = \min(0.40; 2 \times 0.455) = \min(0.4; 0.91) = 0.4m$$

6.14 Zone de surface

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s donnée par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} \times f_e = 266.67MPa$$

$$P_{j0} = \sigma_{ps} \times A_p = 2.36MN$$

Plan vertical :

$$A_s = 0.04 \times \frac{2.36}{2.66.67} = 3.54cm^2$$

Soit 1 cadre HA16 ($4.02cm^2$) autour de chaque plaque d'ancrage

Plan horizontal :

$$A_s = 0.04 \times \frac{2 \times 2.36}{2.66.67} = 7.08cm^2$$

Soit 2 cadres HA16 ($8.04cm^2$) autour de chaque plaque d'ancrage

6.14.1 Zone intermédiaire comprimée :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} \times f_{cj}$$

— Au 7 ème jour : les câbles sont tirés à $50\%f_{c7} = 23.18MPa$

$$\sigma_{m7} = \frac{2.36 \times 0.5}{0.6 \times 0.4} = 4.92MPa \leq 15.45MPa \mapsto Ok$$

— Au 28 ème jour : les câbles sont tirés à $100\% f_{c28} = 35MPa$

$$\sigma_{m28} = \frac{2.36}{0.6 \times 0.4} = 4.84MPa \leq 23.33MPa \mapsto Ok$$

6.14.2 Zone d'éclatement :

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 \times f_{tj}$$

σ_{tj} : contrainte de traction

$$0.5 \times \left(1 - \frac{0.22}{0.4}\right) \times \frac{2.36}{0.6 \times 0.4} = 2.21MPa \leq 1.25 \times 2.7 = 3.375MPa \mapsto Ok$$

Ferraillage d'éclatement :

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur de prisme de première régularisation associé à chaque ancrage.

Plan vertical :

$$A_e = \max \begin{cases} 0.25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} = 9.96cm^2 \\ 0.15 \times \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} = 13.275cm^2 \end{cases}$$

On prend 5 cadres HA14 ($16.08cm^2$) sur une longueur de 0.40 m.

Plan horizontal :

$$A_e = \max \begin{cases} 0.25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{2 \times P_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} = 19.92cm^2 \\ 0.15 \times \frac{2 \times P_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} = 26.55cm^2 \end{cases}$$

On prend 9 cadres HA14 ($27.72cm^2$), autour de chaque plaque d'ancrage

6.15 Conclusion :

Le câblage choisi ainsi que les hypothèses faites sur les pertes ont vérifié toute contrainte normale et tangentielle lors des différentes phases de réalisation et en service, ainsi que le dimensionnement de la poutre choisi est vérifié pour que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Chapitre 7

Étude de la Dalle

7.1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. Dans ce chapitre Nous allons calculer le ferrailage correspondant.

7.2 Calcul des Moments

On va étudier la dalle en flexion simple dans les deux sens transversal et longitudinal. le logiciel AUTODESK ROBOT 2015 nous permet de représenter la distribution Des efforts dans la dalle à l'aide de l'option «cartographie panneaux » ainsi on peut déduire les moments suivant les deux directions (xx ; yy).

On peut considérer deux types de flexion du hourdis : flexion locale et flexion générale. La flexion locale est la flexion due au moment fléchissant transversal suivant la direction (yy), en considérant l'hourdis comme une dalle s'appuyant sur les poutres. Pour la flexion générale, on considère l'hourdis comme membre supérieurs des poutres sous la flexion due au moment fléchissant longitudinal suivant la direction (xx.)

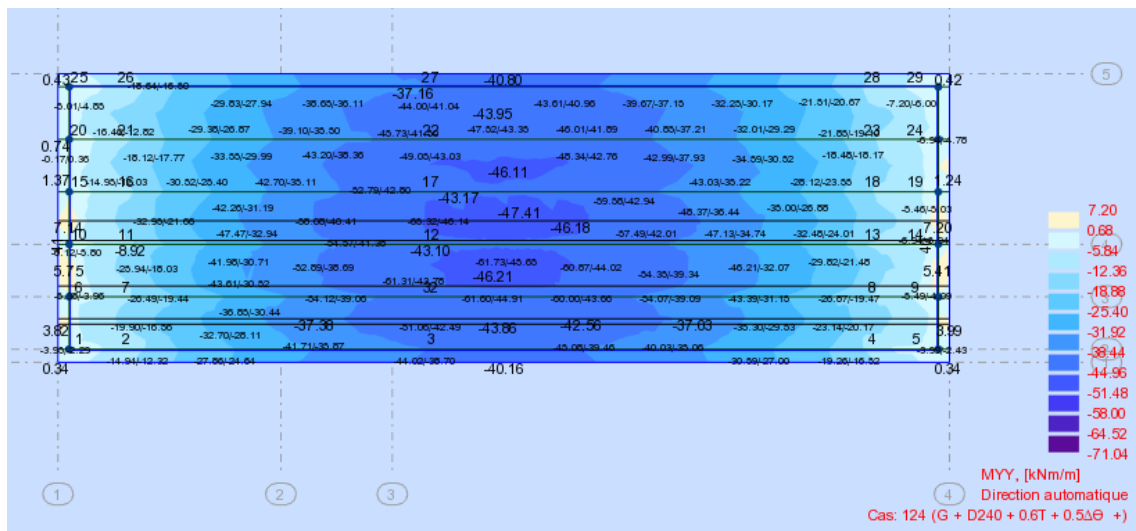


FIGURE 7.1 – Cartographie pour la combinaison de charge la plus défavorable

7.3 Étude transversale de la dalle

| Combinaisons ELS | Flexion générale M_{yy} (KN.m/m) à mis Travée | Flexion générale M_{yy} (KN.m/m) sur appuis |
|---------------------------------------|---|---|
| $G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 71.04 | 12.36 |
| $G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 30.11 | 8.25 |
| $G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 32.90 | 9 |
| $G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 51.13 | 24.09 |
| $G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 25.80 | 7.50 |
| $G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 43.74 | 10.50 |
| $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 58.96 | 11.08 |
| $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 81.07 | 17 |
| $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 29.44 | 8.25 |

TABLE 7.1 – Les Moments suivant axe (yy)

7.4 Étude longitudinale de la dalle

| Combinaisons | Flexion générale M_{xx} (KN.m/m) à mis Travée | Flexion générale M_{xx} (KN.m/m) sur appuis |
|---------------------------------------|---|---|
| $G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 14.40 | 4.06 |
| $G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 19.29 | 4.50 |
| $G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 23.79 | 6.38 |
| $G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 42.43 | 14.50 |
| $G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 11.42 | 3 |
| $G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 27.77 | 7.50 |
| $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 52.11 | 17 |
| $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 8.3 | 10 |
| $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ | 15.17 | 6.40 |

TABLE 7.2 – Les Moments suivant l'axe (xx)

7.4.1 Récapitulatif des Moments

| Les Moments | M_{xx} (KN.m/m) | M_{yy} (KN.m/m) |
|-------------------|-------------------|-------------------|
| Fibres Inférieurs | 17 | 17 |
| Fibres Supérieurs | 8.3 | 81.07 |

TABLE 7.3 – Récapitulatif des Moments

7.5 FERRAILLAGE De La Dalle :

L'hourdis est ferrailé en deux nappes inférieure et supérieure, dans les deux directions longitudinale et transversale. Donc on étudiera une section rectangulaire en flexion simple. En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration (Chapitre 3), le dimensionnement de ferrailage de la dalle se fait à l'ELS sur une section rectangulaire.

On considère les caractéristiques suivantes :

- L'enrobage $c=4$ cm
- La hauteur utile $d = 0.9h = 0.9 \times 25 = 22.5$ cm
- Une largeur $b = 1$ m
- $f_e = 400$ MPa

7.5.1 Armature au sens longitudinal (xx) :

Dimensionnement à l'ELS

Le dimensionnement des armatures se fait par les étapes suivantes :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{bc} &= 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} &= \text{Max}(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = 3 \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} &= \text{Max}(200; 110\sqrt{1.6 \times 3}) = 241 \text{MPa} \\ \Rightarrow X &= \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc} \times d}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0.1347 \text{m}\end{aligned}$$

$$\Rightarrow Z = d - \frac{X}{3} = 0.225 - \frac{0.1347}{3} = 0.1801 \text{m} \Rightarrow \bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times b \times X \times Z = 0.2904 \text{MN.m}$$

Pour la nappe inférieur

$$M_{ser} = 0.017 \text{MN.m} \leq \bar{M}_1 \text{(vri fie)}$$

$$\begin{aligned}\Rightarrow A_{ser} &= \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} \\ A_{ser} &= \frac{0.017}{0.1801 \times 241} = 3.9166 \text{cm}^2\end{aligned}$$

Une fois la section A_{ser} est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale.

$$\begin{aligned}A_{min} &= \frac{0.23 \times f_{tj}}{f_e} \times b \times d \\ A_{min} &= 3.88 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_{ser} &\geq A_{min}\end{aligned}$$

| | Nappe Inférieur | Nappe Supérieur |
|--------------------|-----------------|-----------------|
| X(m) | 0.1347 | 0.1347 |
| Z(m) | 0.1801 | 0.1801 |
| \bar{M}_1 (MN.m) | 0.2904 | 0.2904 |
| M_{ser} (MN.m) | 0.017 | 0.078.57 |
| $A_{ser}(cm^2)$ | 8.3 | 3.9166 |
| $A_{min}(cm^2)$ | 3.88 | 3.88 |

TABLE 7.4 – Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS

7.5.2 Choix des armatures

Les sections d'acier maximales retenues sont :

| | Section d'acier (cm^2) | Barres |
|------------------|-------------------------------|--------|
| Nappe inférieure | 8.3 | 5HA12 |
| Nappe supérieure | 3.9166 | 5HA16 |

TABLE 7.5 – Choix des armatures longitudinales

7.5.3 Armatures au sens transversal

On suit les mêmes étapes de calcul que le ferrailage longitudinale

1. Dimensionnement à l'ELS.
2. Dimensionnement des armatures transversales à L'ELS.

Les calculs sont résumé dans les tableaux suivant :

| | Nappe Inférieur | Nappe Supérieur |
|--------------------|-----------------|-----------------|
| X(m) | 0.1347 | 0.1347 |
| Z(m) | 0.1801 | 0.1801 |
| \bar{M}_1 (MN.m) | 0.2904 | 0.2904 |
| M_{ser} (MN.m) | 0.017 | 0.08107 |
| $A_{ser}(cm^2)$ | 8.6 | 3.9166 |
| $A_{min}(cm^2)$ | 3.88 | 3.88 |

TABLE 7.6 – Dimensionnement des armatures transversales à L'ELS

Les sections d'acier maximales retenues sont :

| | Section d'acier (cm^2) | Barres |
|------------------|-------------------------------|--------|
| Nappe inférieure | 8.6 | 5HA12 |
| Nappe supérieure | 3.9166 | 5HA16 |

TABLE 7.7 – Choix des armatures transversales

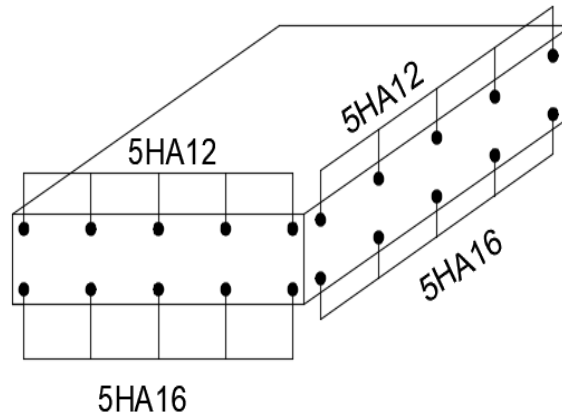


FIGURE 7.2 – Schéma de ferrailage de la Dalle

7.6 Vérification

7.6.1 Vérification des espacements

Les espacements maximaux à ne pas dépasser suivant les deux directions (xx) et (yy)

1. Suivant xx : $St_{max} = \min(2h; 22cm) = 22 \text{ cm}$
2. Suivant yy : $St_{max} = \min(3h; 33cm) = 33 \text{ cm}$

7.7 VÉRIFICATION DE NON POINÇONNEMENT

Pour vérifier le non poinçonnement de la dalle et éviter la disposition des armatures transversales, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Q_u : Charge de calcul à l'ELU égale à 1.6 P
- P : Le poids d'une roue du système de charge roulante de type B(B_c, B_t, B_r)
- h_0 : Épaisseur de la dalle égale 25cm.
- U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle égale à $2(a+b)$. Tel que :

$$a = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1$$

$$b = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1$$

Application Numérique :

- $Q_u = 1.6 \times P$
- $h_0 = 0.25\text{m}$.
- h_1 (épaisseur de revêtement) = 0.08m.
- $\xi = 0.75$ pour des revêtements moins résistants.
- $\gamma_b = 1.5$
- $f_{c28} = 35\text{ MPA}$

Convoi B_c :Roue de 60 KN : $a_0 = b_0 = 0,25\text{m}$; $a = b = 0,62$ Roue de 30 KN : $a_0 = b_0 = 0,20\text{m}$; $a = b = 0,57$ **Convoi B_t :**Roue de 80 KN : $a_0 = 0.60\text{m}$ $b_0 = 0,25\text{m}$; $a = 0.97\text{m}$ $b = 0.62\text{m}$ **Convoi B_r :**Roue de 100 KN : $a_0 = 0,30\text{m}$; $b_0 = 0,60\text{m}$; $b = 0,97$; $a = 0,67$

Les Résultats sont Résumé dans le Tableaux suivant :

| Charges | P (KN) | a_0 | b_0 | a | b | U_c | $0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ | Q_U (MN) | vérification |
|---------|--------|-------|-------|------|------|-------|--|------------|--------------|
| B_c | 60 | 0.25 | 0.25 | 0.62 | 0.62 | 2.48 | 0.744 | 0.096 | Vérifiée |
| | 30 | 0.2 | 0.2 | 0.57 | 0.57 | 2.28 | 0.684 | 0.048 | Vérifiée |
| B_t | 80 | 0.6 | 0.25 | 0.97 | 0.62 | 3.18 | 0.954 | 0.128 | Vérifiée |
| B_r | 100 | 0.6 | 0.3 | 0.67 | 0.97 | 3.28 | 0.987 | 0.160 | Vérifiée |

TABLE 7.8 – Vérification de non poinçonnement

7.8 Les Entretoises

L'étude de l'entretoise est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion longitudinale et la vérification d'effort tranchant. L'emplacement des appareils d'appuis se fera à vide, les vérins doivent soulever la charge permanente du tablier transmise à l'entretoise par le biais des poutres. Le choix du nombre de vérins à utiliser est en fonction de la charge à soulever en premier lieu, mais pour diminuer le moment sollicitant l'entretoise; il est préférable d'avoir un nombre de points de soulèvement, aussi important que possible.

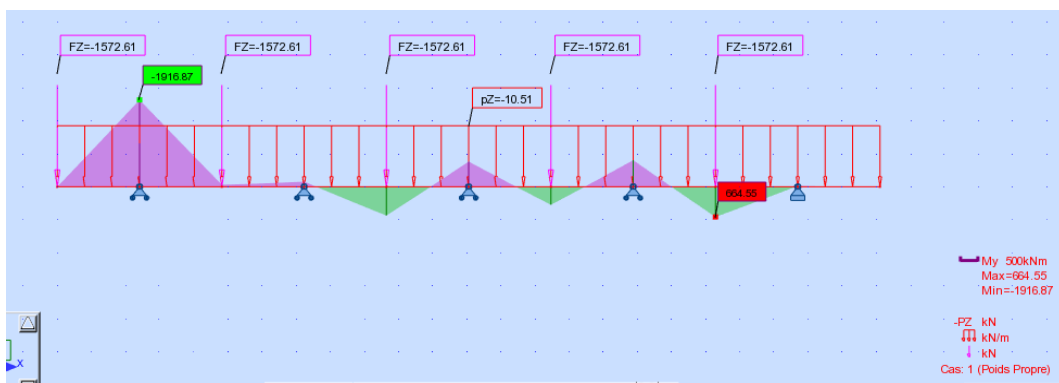


FIGURE 7.3 – Schéma des entretoises avec diagrammes des moments.

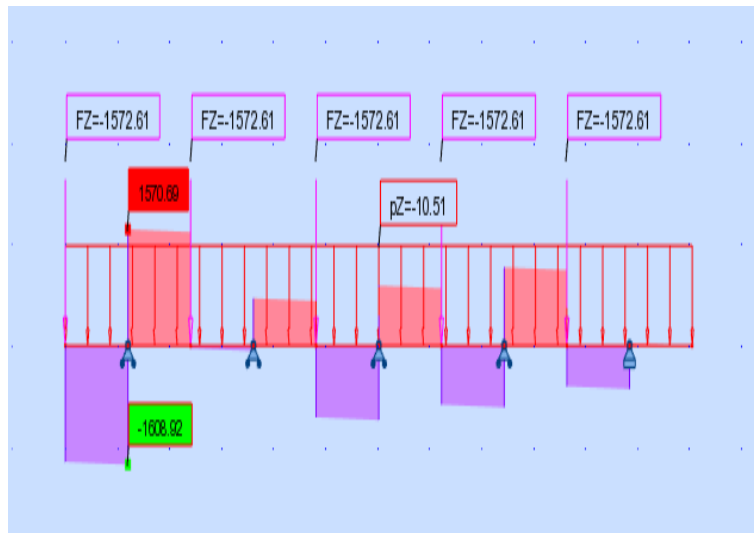


FIGURE 7.4 – Effort tranchant de l'entretoise

$$P_{Totalesuperstructure} = 9562.4KN$$

$$G_{Superstructure} = P_{Totalesuperstructure} - P_{entretoise} = 9562.4 - 126.7 = 9435.7KN$$

$$G_{Poutre} = \frac{9435.7}{6} = 1572.61KN$$

$$G_{entretoise} = \frac{126.7}{12.05} = 10.51KN/m$$

7.9 Le ferrailage longitudinal :

Le ferrailage se fait en flexion simple avec fissurations préjudiciable sur deux sections (extrême et Médiane) alors on prends $A_s = \text{Max}(A_{su}; A_{s,ser})$. Généralement $A_{s,ser}$ qui donne la section max donc on va faire le calcul à l'ELS uniquement.

- L'enrobage $c = 4 \text{ cm}$
- La hauteur utile $d = 0.9h = 0.9 \times 1.6 = 1.44m$
- Une largeur $b = 0.50 \text{ m}$
- $f_e = 250MPa$

Les calculs sont Récapitulé dans le tableaux suivant :

| | Nappe Inférieur | Nappe Supérieur |
|--------------------|-----------------|-----------------|
| X(m) | 0.863 | 0.863 |
| Z(m) | 1.15 | 1.15 |
| \bar{M}_1 (MN.m) | 11.90 | 11.90 |
| M_{ser} (MN.m) | 1.91687 | 0.664.55 |
| $A_{ser}(cm^2)$ | 27.1 | 9 |
| $A_{min}(cm^2)$ | 24.84 | 24.84 |

TABLE 7.9 – Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS

| | Section d'acier (cm^2) | Barres |
|------------------|-------------------------------|--------|
| Nappe inférieure | 9 | 6HA14 |
| Nappe supérieure | 27.1 | 6HA25 |

TABLE 7.10 – Choix des armatures longitudinales

7.9.1 Le ferrailage Transversales :

Dans une section l'effort tranchant est la somme des composantes perpendiculaires à la ligne moyenne et contenues dans le plans moyen, des forces appliquées à gauche de cette section, l'effort tranchant V , tend à faire glisser la partie de poutre située à droite de cette section, il en résulte dans la somme des contrainte de cisaillement τ qui forment un système en équilibre avec V .

Vérification de contrainte tangentielle :

$$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ : La contrainte tangentielle ultime vis-à-vis des sollicitations de l'ouvrage.

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte tangentielle limite, elle doit être limité dans le cas des fissurations non préjudiciable à la valeur :

$$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{cj} \quad ; \quad 5MPa\right]$$

Application Numérique :

$$V_u^{max} = 1.608 \times 1.35 = 2.17MN$$

$$b_0 = 0.5m$$

$$d = 0.9 \times h = 1.45m$$

On Remplace dans les Formules on Trouve :

$$4.166MPa \leq 6.95MPa = \bar{\tau}_u(vrifi)$$

Choix de diamètre des barres transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{long}^{min}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(45.71, 14, 50) = 14mm \implies \phi_t = 12mm$$

Avec : 4HA12 $\implies A_t = 4.52cm^2$

Calcul d'espacement des cadres :

Pour le calcul de l'espacement on va utiliser la formule suivante :

$$S_{t0} \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

Avec :

$$S_{t1} = \frac{A_t \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_{ur} - 0.3 \times k \times f_{tj})}$$

$$S_{t2} = \min(0.9 \times d, 40)$$

$$S_{t3} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$$

Application Numérique :

Pour $K=1$: dans le cas où il n'y a pas de reprise de Bétonnage.

$\alpha = 90$: Angle des bielles.

$$S_{t0} \leq \min(7.215; 40; 56.5) = 7.215 \text{ cm}$$

On prend : $S_{t0} = 7.215$

Armatures de peau (sens des poutres)

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section d'acier A_s . On opte pour HA12

7.10 CONCLUSION :

La dalle du pont joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). C'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont (corniches, glissières, garde-corps ... etc.) qu'on dimensionnera dans un chapitre ultérieur.

Chapitre 8

Équipements du Pont

8.1 INTRODUCTION

Les équipements, souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : la durabilité, le bon fonctionnement de l'ouvrage et le confort des usagers. Parmi ces équipements nous citons : les trottoirs, le garde-corps, les appareils et les dés d'appui, les joints de chaussée et les systèmes d'évacuation des eaux. Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc. Les déplacements du tablier sont dus aux :

- Variation de température.
- Des rotations dues aux surcharges.
- Des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques... etc.

En ce qui suit, on fera l'étude des divers équipements permettant la bonne mise en œuvre et le fonctionnement adéquat et durable de notre viaduc.



FIGURE 8.1 – Équipements du pont

8.2 Appareils d'appuis

L'appareil d'appui est un organe de liaison entre une structure (en général, le tablier) et son support (en général, une culée ou une pile) , conçu pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton
- Les appareils d'appui en élastomère fretté
- Les appareils d'appui spéciaux
- Les appareils d'appui métallique

Pour notre Travail, on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frettés qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Ce type présente des avantages nombreux qui sont citées ci-dessous :

- Facilité de mise en œuvre et le réglage et de contrôle.
- Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- N'exige aucun entretien.
- Leur cout et relativement modéré.

8.3 Les appareils d'appuis en élastomères frettés

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques adhésivées par vulcanisation lors de sa fabrication. Cet appareil réalise la liaison d'une structure avec son support et doit permettre par déformation élastique :

- La transmission des efforts normaux
- Les déplacements horizontaux
- Les rotations de la structure de directions quelconques
- La transmission des efforts horizontaux

dans certaines limites. Il peut être aussi muni d'un plan de glissement pour augmenter les possibilités de déplacements de structure mais également disposer d'un système de blocage (anti cheminement) suivant une ou deux directions horizontales.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

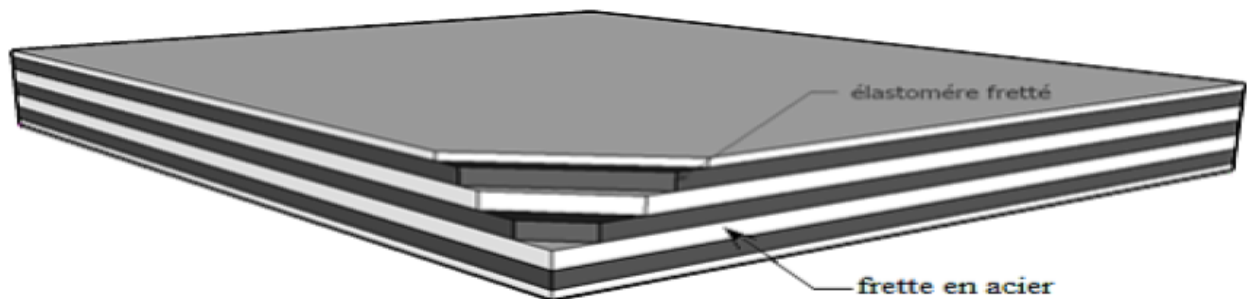


FIGURE 8.2 – appareil d'appui en élastomère fretté

8.4 Dimensionnement de l'appareil d'appui

Le dimensionnement de l'appareil est basé essentiellement sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées de sorte que sa section vérifie la condition de non cheminement et de résister aussi à l'écrasement. Ces deux conditions sont exprimées par la double inégalité :

$$\begin{cases} \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{MPa} \\ \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \end{cases}$$

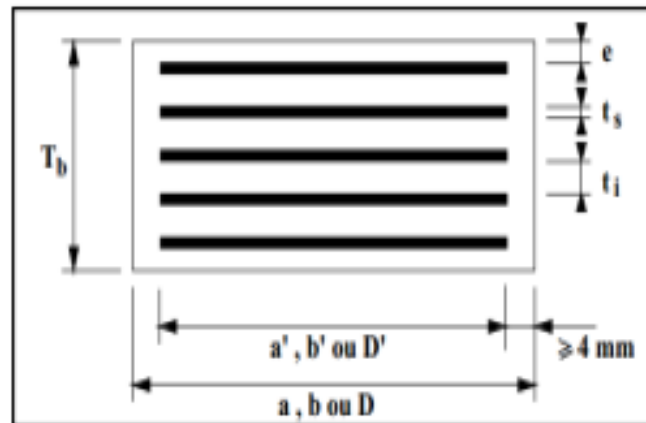


FIGURE 8.3 – Définition géométrique d'un appareil d'appui

Tel que :

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire .
- T : épaisseur totale de l'élastomère.
- n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère
- t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- t_s : épaisseur d'une frette élémentaire
- e : enrobage

8.4.1 AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{MPa}$$

- a : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage
- b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage
- σ_{max} : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max}

- N_{max} : La réaction d'appui à ELU qui est engendrée par $1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$

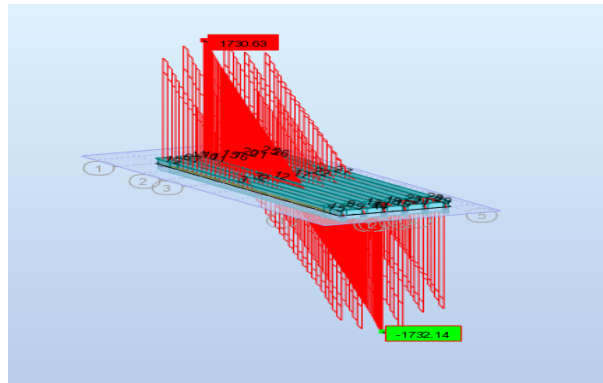


FIGURE 8.4 – Effort tranchant Max

Application Numérique :

$$N_{max} = 1.732MN$$

$$a \times b \leq 866cm^2$$

Selon le document SETRA on choisit : $(a \times b) = (350 \times 350)cm^2$

8.4.2 HAUTEUR NETTE D'ÉLASTOMÈRE

L'épaisseur de l'appareil d'appui T est conditionnée par la condition de non flambement, avec a est le plus grand coté :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Application numérique

$$35mm \leq T \leq 70mm$$

$$\Rightarrow T = 45mm$$

8.4.3 DIMENSIONNEMENT DES FRETTES

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} & \text{tel que : } \sigma_e = 235Kg/mm^2 \\ \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} \end{cases}$$

Application numérique : $G = 0.90MPa$ (selon le guide SETRA)

$$\sigma_m = 14.138MPa$$

$$\beta = 8.97$$

$$t_s \geq 2.74mm \Rightarrow t_s = 3mm$$

Donc, on prend :

- 4 Feuilles d'élastomère : $t_i = 10mm$.
- 5 Frettes métalliques de : $t_s = 4 mm$.
- Enrobage des chants : 4 mm.
- Enrobage extérieur : 2.5 mm.
- $T = 4 \times 10 + 2 \times 2.5 = 45mm$ (épaisseur Totale de l'élastomere)
- $T_b = 45 + 5 \times 4 = 65mm$ (Hauteur Totale de l'appareil d'appui)

8.4.4 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION :

On doit vérifier :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20MPa$$

Application numérique :

$$\sigma_{max} = 16.50 \leq 20MPa(Vrifie)$$

8.4.5 SÉCURITÉ AU FLAMBEMENT :

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec

- $\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité.
- P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU (1.732 MN)
- $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times \frac{d}{h}$: la charge critique de flambement
- B : l'aire nominale de l'appui.
- d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.
- h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

Application numérique :

$$S = 8.75$$

$$d = 0.014m$$

$$h = 0.065m$$

$$B = 0.1225m^2$$

On remplace dans la formule on trouve :

$$5.20MN \leq 6.58MN(vrifie)$$

8.4.6 LIMITATION DE LA DISTORSION :

On doit vérifier :

$$\delta = \tan(\gamma) \leq \delta_0$$

Pour $P = \frac{P_u}{P_c} \leq 0.25$ on trouve $\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$

Avec : $\delta_0 = \frac{b}{T}$, borné par $[0.7 \leq \delta_0 \leq 2]$

b : Le petit coté de l'appuie rectangulaire

T : Épaisseur totale d'élastomère

Pour :

$$\begin{aligned} P = \frac{P_u}{P_c} \geq 0.25 &\Rightarrow \delta \leq 1.4(1 - 2P) \\ &\Rightarrow P = 0.263MN > 0.25MN \end{aligned}$$

$$\gamma = 0.9$$

$$\sigma_c = 0.66MPa > \sigma = 13.846MPa$$

Condition non vérifiée, alors on place dispositif de non distorsion.

8.5 Les dés d'appuis

L'appui peut comporter des dés de quelques décimètres de hauteur. Cette disposition se rencontre rarement bien qu'elle présente des avantages. En effet, on bénéficie d'une part d'un espace suffisant pour réaliser des manœuvres aisées. D'autre part, la hauteur nous permet d'utiliser des vérins ordinaires, volumineux mais peu coûteux d'emploi. Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

8.5.1 Ferrailages des dés d'appuis

Armature de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de : $= 25\%R_{max}$

$$A_c = \frac{0.25R_{max}}{\sigma_s}$$

Avec : R_{max} : Réaction d'appui à ELU engendrée par $1.35 G + 1.35D_{240} + 0.9T + 0.75\Delta\theta$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82MPa$$

$$A_c = \frac{0.25 \times 1.732}{347.82} = 12.45cm^2 \text{ soit : } 7HA16 = 14.07cm^2$$

Armature de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures de profondeur. La section calculée doit reprendre un effort de : $R = 0.125R_{max}$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{0.125 \times R_{max}}{\sigma_s} \\ A_p &= \frac{0.125 \times 1.732}{347.82} = 6.224cm^2 \end{aligned}$$

Soit $7HA12 = 7.96cm^2$

Armature de diffusion :

Ferrailage de surface (frettes supérieur) Ce sont des armatures capables de reprendre : $4\%R_{max}$

$$A_p = \frac{0.04 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_p = \frac{0.04 \times 1.732}{347.82} = 6.224cm^2 = 1.99cm^2$$

Soit 3HA10 = 2.25cm²

Ferrailage d'éclatement frettes inférieur : Ce sont des armatures capables de reprendre : $R = 10\%R_{max}$

$$A_e = \frac{0.10 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_e = \frac{0.10 \times 1.732}{347.82} = 4.979cm^2 = 1.99cm^2$$

Soit : 4HA14 = 6.16cm²

8.6 JOINT DE CHAUSSÉE :

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier .Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variation dimensionnelles longitudinales, qui sont dues aux variation de température, aux rotation sur appui du fait de la flexion du tablier , aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

8.6.1 CHOIX DU TYPE DE JOINT :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue trois types de joint :

1. **Les joints lourds** pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules/ jour.
2. **Les joints semi lourds** pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules/ jour .
3. **Les joints légers** pour un trafic inférieur à 1000 véhicules/ jours.

8.6.2 Dimensionnement :

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

1. La température.
2. Déformations différées du béton (retrait, fluage).
3. séisme

$$W = W_D + 0,3 \times W_T + \frac{W_s}{3}$$

Avec :

W : Souffle total du joint

W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_t : Souffle thermique

W_s : Souffle sismique (qui est Egale 1.87cm).

Le souffle est un déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

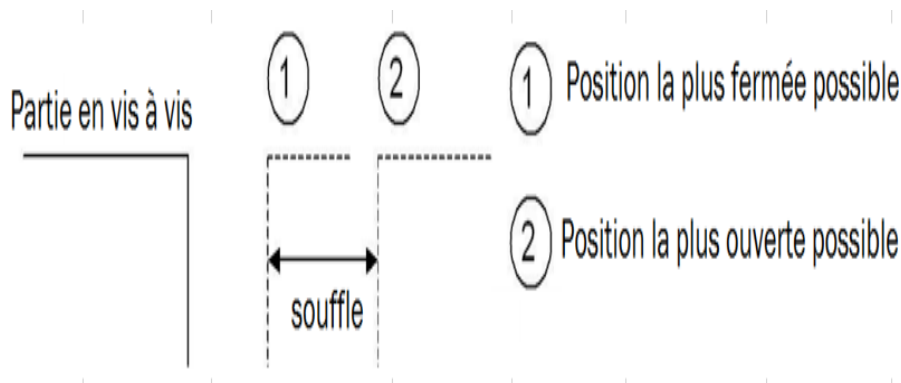


FIGURE 8.5 – Schémas du souffle

8.6.3 La Température :

Cet effet constitue une partie importante du souffle. La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta L_T = L' \times \alpha_T \times \Delta_T$$

ΔL_T : variation de la longueur.

$L' = \frac{L}{2}$: Longueur dilatable.

α_T : coefficient de dilatation.

Δ_T : Différence de température.

- Pour un ouvrage totalement symétrique (symétrie des fondations, des appuis, des conditions d'appui et du tablier), le point de déplacement nul peut être considéré au centre de l'ouvrage et la longueur dilatable est alors la demi-longueur du tablier.
- Le coefficient de dilatation pris pour le calcul du souffle est $10.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ pour le béton et $12.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ pour une structure métallique.

$$\Delta L_T = 104.5 \times 10^{-5} \times 35 = 3.657\text{cm}$$

8.6.4 Le Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta L_f}{L'} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

Avec :

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ_b) et il vaut 2 à 3

Donc

$$\Delta L_f = 104.5 \times 2.5 \times 10^{-4} = 2.61\text{cm}$$

8.6.5 Le Retrait :

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\frac{\Delta L_r}{L'} = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L_r = 104.5 \times 2 \times 10^{-4} = 2.09 \text{ cm}$$

On en déduit que :

$$W = 2.09 + 2.61 + 0.3 \times 3.657 + \frac{1.87}{3} = 6.42 \text{ cm}$$

8.6.6 Type de joint :

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 6.42 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

| Souffle | S<50 | 50≤S≤60 | 60≤S≤80 | 80≤S≤110 | 110≤S≤160 | 160≤S≤230 | 230≤S≤250 | S>250 |
|---------|------|---------|---------|----------|-----------|-----------|-----------|-------|
| WP | . | . | . | . | . | . | WP250 | WP* |
| Wd | . | Wd60 | Wd80 | Wd110 | Wd160 | Wd230 | . | . |
| WOSd | . | WOSd50 | WOSd75 | WOSd100 | . | . | . | . |
| WR | . | WR50 | WR75 | . | . | . | . | . |
| JEP | JEP3 | JEP5 | JEP8 | . | . | . | . | . |

FIGURE 8.6 – Tableau Montrant les types de joint

| Type | 100 gr | 80 gr | 60 gr | 40 gr | 30 gr |
|-------|--------|-------|-------|-------|-------|
| Wd60 | 60 | 61 | 71 | 66 | 67 |
| Wd80 | 80 | 84 | 92 | 85 | 86 |
| Wd110 | 110 | 116 | 104 | 92 | 90 |
| Wd160 | 160 | 169 | 158 | 141 | 139 |
| Wd230 | 230 | 185 | 127 | 102 | 97 |

TABLE 8.1 – Modèles des joints Wd

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint Wd110.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

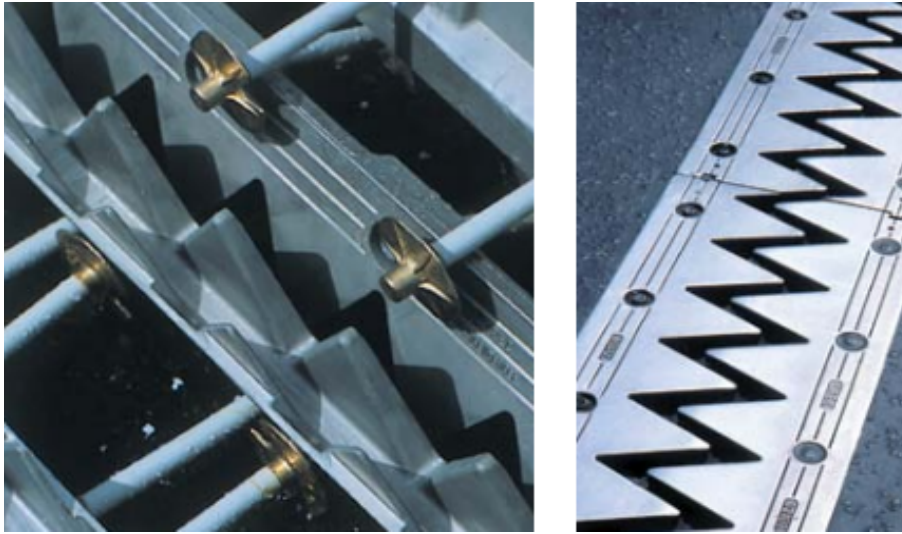


FIGURE 8.7 – Joint du type Wd110

8.7 L'évacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale notée « devers », soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). Cette pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles.

La forme de la pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement, ou au niveau de la dalle supérieure. Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Pour le cas de notre projet, on a une pente transversale unique de 2,5% (cas de chaussée unidirectionnelle).

Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

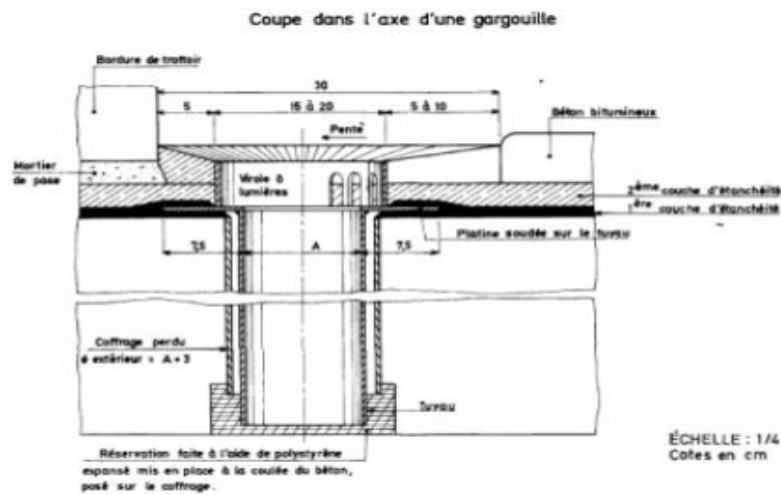


FIGURE 8.8 – Système d'évacuation des eaux.

8.8 Les corniches :

le rôle principal des corniches est l'esthétique. situées à la partie haute des tabliers. Elles présentent la "ligne" de l'ouvrage. Surtout lorsque la dalle est coulée sur place, les corniches permettent de donner une bonne finition pour une bonne vue. C'est ainsi, qu'il vaut mieux les préfabriqués. En plus de ce rôle principal, les corniches peuvent se présenter comme un larmier pour l'écoulement latéral des eaux et ainsi éviter le ruissellement de l'eau sur la partie porteuse de la structure. Enfin, les corniches permettent aussi le scellement des garde-corps.



FIGURE 8.9 – la corniche préfabriquée

8.9 Dispositifs de retenue :

Ce sont les équipements destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. Il n'existe pas un dispositif de retenue entièrement polyvalent. Ainsi, on distingue **les gardes corps**, **les glissières de sécurité**

8.9.1 Le Garde-Corps :

Il a essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel des véhicules léger.



FIGURE 8.10 – Garde-Corps en métal BN4

8.9.2 Les Glissières :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle



FIGURE 8.11 – Glissières de sécurité

8.10 CONCLUSION :

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage à court et à long terme.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans un chapitre ultérieur.

Chapitre 9

Étude sismique

9.1 Introduction

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont exercés une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsables de la destruction des villes entières, la cause de la mort des milliers d'hommes et souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie para-sismique et aux ingénieurs en travaux publics et génie civil de concevoir des ponts, des bâtiments et des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre. L'effet dynamique sous un séisme sur les ouvrages d'art peut être Très dangereux dans certain cas, Notre ouvrage est situé dans la Zone IIb (sismicité élevée), d'où la nécessité de comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis la sollicitation sismique.

9.2 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 2^{me} groupe, Pont important.
- Le sol est de catégorie S2. (D'après le rapport géotechnique)
- L'ouvrage est classé en zone IIb.
- L'accélération de zone A= 0.25.

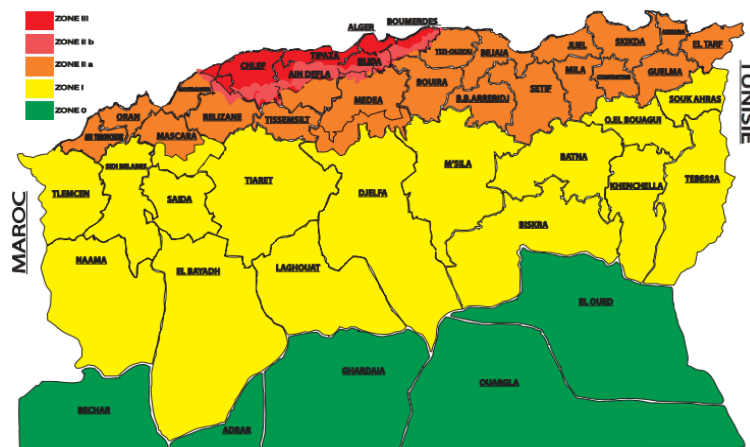


FIGURE 9.1 – Carte de zonage sismique de l'Algérie

| Groupe de pont | Zone sismique | | | |
|----------------|---------------|------|------|------|
| | I | Ila | Ilb | III |
| 1 | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 2 | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 3 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |

FIGURE 9.2 – Coefficient d'accélération sismique

Le paramètre adopté sera donc : $A = 0.25$.

Pour l'étude sismique, le règlement R.P.O.A propose deux (2) méthodes d'analyses :

- L'analyse mono-modale
- L'analyse spectre de réponse

9.3 Analyse mono-modale spectrale :

Pour l'étude sismique d'un pont, plusieurs méthodes peuvent être analysées, parmi ces méthodes on peut citer la méthode spectrale mono-modale (mode fondamentale). Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamentale dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamentale par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après. Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou d'haubanage), ponts cantilever. Nous allons utiliser cette méthode pour notre ouvrage, Mais tout d'abord, il faut passer par des conditions à vérifier pour justifier l'utilisation de cette méthode.

9.3.1 Masse total mise en mouvement par le mode fondamental :

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieur à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles M_{piles} doit être inférieur à 43 % de la masse du tablier :

$$M_{pile} \leq 0.43M_{tablier}$$

Tel que : $M_{tablier} = G + \alpha \times Q$ et $M_{pile} = M_{chevetre} + M_{fut}$

G : le poids total du tablier.

Q : la charge d'exploitation.

$\alpha = 0$ % pour un pont routier Non urbain (R.P.O.A).

Application numérique :

$$G = \text{Nombre de travée} \times G_{trave} = 5 \times 9562.4 = 47812KN$$

$$M_{tablier} = G + \alpha \times Q = 47812 + 0 = 47812KN$$

On a : les dimensions du Chevêtre :

Longueur : $L = 13.25$ m

Largeur : $l = 2.5$ m

Hauteur : $H = 1.5 \text{ m}$

$$M_{chevêtre} = S_{chevêtre} \times H_{chevêtre} \times \gamma_b = (13.25 \times 2.5) \times 1.5 \times 25 = 1242.2 \text{ KN}$$

$$M_{fut} = S_{fut} \times H_{fut} \times \gamma_b$$

| Piles | H_{moy} | $D(m)$ | $I(m^4)$ | n_{Ft} | M_{futs} | $M_{chevêtre}$ |
|-------|-----------|--------|----------|----------|------------|----------------|
| P1 | 14.5 | 2 | 0.79 | 3 | 3414.75 | 1242.2 |
| P2 | 14.5 | 2 | 0.79 | 3 | 3414.75 | 1242.2 |
| P3 | 13.8 | 2 | 0.79 | 3 | 3249.9 | 1242.2 |
| P4 | 15 | 2 | 0.79 | 3 | 3532.5 | 1242.2 |

TABLE 9.1 – Tableau de la masse des piles

$$\begin{aligned} M_{pile} &= 4 \times 1242.2 + 3534.3 + 3249 + 2 \times 3415.75 \\ &= 18583.6 \text{ KN} < 0.4347812 = 20559.16 \text{ KN} \mapsto \text{Ok} \end{aligned}$$

9.3.2 Angle de biais :

L'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition

9.3.3 Courbe du pont :

L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition. $R=2875 \text{ m}$

9.3.4 Symétries transversales :

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier

$$e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\%L$$

Avec :

X_M : Centre de Masse.

X_R : centre élastique des appuis.

Calcul du centre de masse :

Le tablier étant parfaitement symétrique, le centre de masse se situe donc au milieu de tablier :

$$X_M = \frac{204}{2} = 102 \text{ m}$$

Calcul du centre élastique des appuis :

$$X_R = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$$

9.3.5 Détermination de la raideur longitudinale du système

Raideur de la pile (k_{pile})

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont monté en série le chevêtre est supposé infiniment rigide.

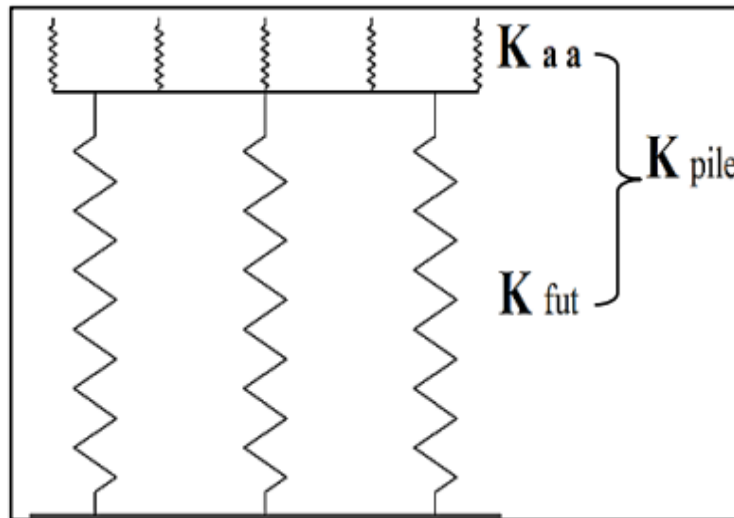


FIGURE 9.3 – Raideur de la pile

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{A-Appui}}}$$

Raideurs des appareils d'appui (k_{A-App})

$$K_{A-App} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

Tel que :

- n : nombre d'appareil d'appui $n = 6 \times 2 = 12$
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui $G = 1.2$ MPa en condition sismique.
- $a \times b$: surface en plan de l'appareil d'appui $= 0.35 \times 0.3m$
- e : épaisseur du caoutchouc de l'appareil d'appui $e = 0.045$ m.

$$K_{A-Appui} = 12 \times \frac{1.2 \times 0.35 \times 0.3}{0.045} = 33.6 MN/N$$

Raideur des fûts :

La raideur d'un fût encastré dans la semelle et articulé en tête est calculée selon la RDM par la formule suivante :

$$K_{futs} = n \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}$$

Tel que :

- n : nombre des fût composant la pile $= 3$
- E : module instantané du béton au jour « j ».

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$$

$$E_{ij} = 33,000 MPa$$

$$f_{c28} = 27 MPa$$

— I_f : moment d'inertie en plan du fût $I_f = 0,1m^4$

On trouve :

| Piles | $K_{Fts}(MN/m)$ | $K_{A-appuis}(MN/m)$ | $K_{pile}(MN/m)$ |
|-------|-----------------|----------------------|------------------|
| P1 | 76.48 | 33.6 | 23.34 |
| P2 | 76.48 | 33.6 | 23.34 |
| P3 | 88.71 | 33.6 | 24.37 |
| P4 | 69.08 | 33.6 | 22.61 |

TABLE 9.2 – Tableau des raideurs pour chaque pile

9.3.6 Raideur de la culée :

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui. Elle se calcule comme suit :

$$K_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_{A-Appui}}}$$

$$K_C \Rightarrow K_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{K_{A-Appui}}} = K_{A-Appuis}$$

$$K_C = K_{A-Appui} = 16.8MN/m$$

Avec six appareils d'appui $n=6$

$$X_R = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i} = \frac{16.8 \times 0 + 23.34 \times 40.5 + 24.37 \times 81.5 + 23.34 \times 122.5 + 22.61 \times 163.5 + 16.8 \times 204}{2 \times 16.8 + 23.34 \times 2 + 24.37 + 22.61}$$

$$X_R = \frac{12914.51}{127.26} = 101.48m$$

On va calculer e_0

$$e_0 = |X_M - X_R| = 104 - 101.48 = 2.52m$$

$$0.05L = 10.2m$$

$$\Rightarrow e_0 \leq 5\%L \mapsto Ok$$

Toutes les conditions sont vérifiées on utilise la méthode mono-modale (mode fondamental)

9.4 Séisme longitudinal :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectiligne à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous effet de l'action sismique. Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide

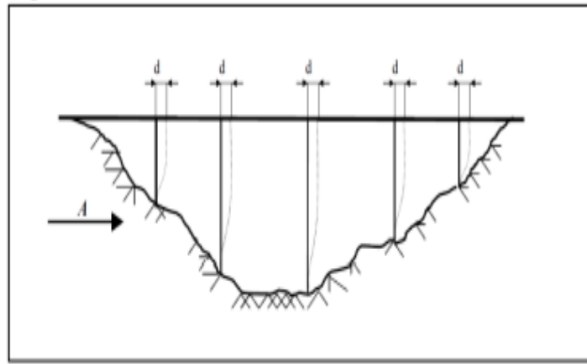


FIGURE 9.4 – Séisme longitudinal

9.4.1 Détermination de la raideur du système

$$K_{systeme} = 2 \times K_{cule} + K_{pile}$$

$$K_{systeme} = 2 \times 16.8 + 23.34 \times 2 + 24.37 + 22.61 = 127.26 MN/m$$

9.4.2 Période longitudinale du système :

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{k}}$$

Avec :

K : Raideur longitudinale du système.

M : Masse totale du tablier.

Application Numérique :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{4781.2 \times 10^{-3}}{127.26}} = 1.218s$$

9.4.3 Spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ de l'ouvrage Par :

$$S_{ae}(T, \xi) \frac{m}{s^2} \begin{cases} A \times S \times g \times (1 + \frac{T}{T_1} \times (2.5 \times \eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \frac{3 \times T_2}{T^2} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

— g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 m/s^2$)

— T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (S2).

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|-------|------|------|------|------|
| T_1 | 0,15 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| T_2 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |
| S | 1 | 1,1 | 1,2 | 1,3 |

FIGURE 9.5 – Valeurs de T_1, T_2 et S pour la composante horizontale

- $T_1 = 0.15s$, $T_2 = 0.4s$
- S : Coefficient de site. $S = 1.1$.
- η : Facteur de correction de l'amortissement. $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ qui est égale à 1.
- Taux d'amortissement $\xi = 5\%$. (Le matériau à considérer est béton armé).
- A : Coefficient d'accélération sismique $A = 0.25$.

$$T_2 = 0.4 \leq T = 1.218s \leq 3.0s$$

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

Application Numérique :

$$S_{ae}(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2} \right) = 2.5 \times 0.25 \times 1 \times 1.1 \times 9.81 \times \frac{0.4}{1.218} = 2.215 m/s^2$$

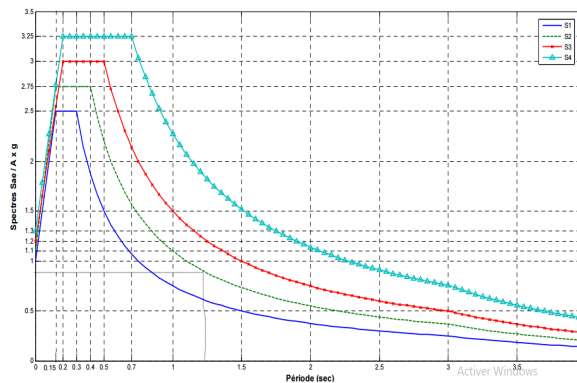


FIGURE 9.6 – Spectre de réponse élastique

9.4.4 Effort longitudinale globale :

$$F_{long} = M \times S_{ae}(T)$$

Tel que :

- M : masse de la structure en tonne.
- S_{ae} : spectre de réponse

Alors : $F_{long} = 4781.2 \times 2.215 = 10590.36KN$

9.4.5 Répartition des efforts sismiques sur les appuis :

$$F_{i,long} = \frac{K_i}{K_{sys}} \times F_{long}$$

| Piles | K_i (MN/m) | K_{sys} (MN/m) | F_{long} | $F_{i,long}$ |
|-------|--------------|------------------|------------|--------------|
| C1 | 16.80 | 127.26 | 10590.36 | 1398 |
| P1 | 23.34 | 127.26 | 10590.36 | 1942.6 |
| P2 | 23.34 | 127.26 | 10590.36 | 1942.6 |
| P3 | 24.37 | 127.26 | 10590.36 | 2028 |
| P4 | 22.61 | 127.26 | 10590.36 | 1881.1 |
| C2 | 16.80 | 127.26 | 10590.36 | 1398 |

TABLE 9.3 – Tableau récapitulatif des efforts sismiques

9.4.6 Évaluation des déplacements :

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_{ae}(T)$$

Alors : $d_{tablier} = 0.083m = 83.24mm$

9.5 Séisme transversal :

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approches ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement, on a deux approches :

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible

Le tablier peut être considéré rigide si : $\frac{L}{B} \leq 5$

Pour notre cas : $\frac{L}{B} = \frac{204}{13.25} = 15.39 \geq 5$

Donc la méthode la plus adéquate est de considérer le tablier comme flexible.

La période fondamentale de la structure dans la direction transversale étudiée peut être estimée par la méthode de Rayleigh en utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté.

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times u_i^2}{\sum f_i \times u_i}}$$

Où :

m_i : est la masse concentrée au i-ème point nodale

u_i : est le déplacement dans la direction étudiée lorsque la structure est soumise aux forces.

$f_i = m_i \times g$: agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

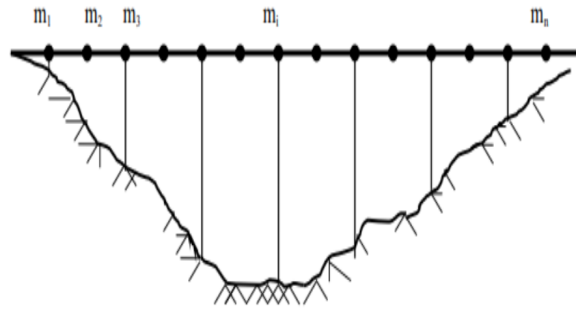


FIGURE 9.7 – Séisme transversal

Dans de nombreux cas, l'action sismique transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes. Dans ce cas, les effets des séismes agissant sur la i -ème pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force sismique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_h(T_i, \xi)$$

Comme le calcul de la méthode de Rayleigh est long, L'Eurocode 8 partie 2 définit la méthode du modèle de la pile indépendante qui peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, si la condition suivante est vérifiée pour toutes les piles adjacentes i et $i+1$:

$$0.95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$$

Avec :

M_i : La masse effective attribuée à la pile i , masses de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier appliqué à la pile.

$$M_i = M_{\text{tablier}} + \frac{1}{2} \times M_{\text{futs}} + M_{\text{chevêtre}}$$

T_i : La période fondamentale de la i -ème pile $T_i = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$

K_i : La rigidité de la i -ème pile en considérant l'appareil d'appui.

$$K_{\text{pile}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{K_{\text{fut}}} + \frac{1}{K_{A-\text{Appui}}}\right)}$$

$$K_{\text{fut}} = \frac{3 \times E \times I}{h^3}$$

$$K_{A-\text{App}} = 33.6 \text{ MN/m}$$

$$E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$$

I_x : Le moment d'inertie de la section transversale du fut.

Les calculs sont résumés dans le tableaux ci-dessous :

| La pile | La hauteur (m) | $M_i(t)$ | $I_x(m^4)$ | $K_{\text{futs}}(\text{MN/m})$ | $K_{\text{pile}}(\text{MN/m})$ | T (s) |
|---------|----------------|----------|------------|--------------------------------|--------------------------------|-------|
| P1 | 14.5 | 1251.2 | 129.6 | 4208.58 | 33.33 | 1.217 |
| P2 | 14.5 | 1251.2 | 129.6 | 4208.58 | 33.33 | 1.217 |
| P3 | 13.8 | 1242.95 | 129.6 | 4882.06 | 33.37 | 1.217 |
| P4 | 15 | 1257.1 | 129.6 | 3801.6 | 33.31 | 1.217 |

TABLE 9.4 – Période Transversale des piles

On remarque que : $0.95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05 \mapsto Ok$
 Donc la Méthode est Applicable.

9.5.1 Évaluation de la force sismique transversale :

$$F_i = M_i \times S_h(T_i, \xi)$$

On a : $T_2 = 0.4S \leq T \leq 3S$ donc :

$$S_h(T, \xi) = 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \frac{T_2}{T}$$

Les calculs son résumé dans les tableaux ci-dessous :

| Les piles | $M_i(t)$ | $T(s)$ | $S_h(T, \xi)(m/s^2)$ | F(KN) |
|-----------|----------|--------|----------------------|---------|
| P1 | 1251.2 | 1.217 | 2.22 | 2777.66 |
| P2 | 1251.2 | 1.217 | 2.22 | 2777.66 |
| P3 | 1242.95 | 1.213 | 2.224 | 2764.32 |
| P4 | 1257.1 | 1.221 | 2.21 | 2777.36 |

TABLE 9.5 – Tableau récapitulatif des forces sismiques transversales

9.6 Séisme vertical :

L'action sismique verticale est calculée par travée par la formule suivante (SETRA) :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Tel que :

a : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction la classe de l'ouvrage, la zone sismique et la géologie de site du projet.

Dans notre cas $a = 5.25$.

b : Quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage (les valeurs b sont tirées à partir des tableaux normalisés).

$$b \begin{cases} b_{cule} = 0.24 \\ b_{P1,P4} = 0.64 \\ b_{P2,P3} = 0.9 \end{cases}$$

μ : Masse linéique du tablier $\mu = \frac{G_{tablier}}{L} = \frac{956.24}{40} = 23.906t/m$

L : Longueur travée ($L=40m$)

Application Numérique :

$$\begin{aligned} R_{cule} &= 5.25 \times 0.24 \times 23.906 \times 40 = 1204.86KN \\ R_{P1,P4} &= 5.25 \times 0.64 \times 23.906 \times 40 = 3212.97KN \\ R_{P2,P3} &= 5.25 \times 0.9 \times 23.906 \times 40 = 4518.23KN \end{aligned}$$

9.6.1 Effort sismique dans chaque direction :

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

$$E_1 = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

Effort Sismique Dans Chaque Direction :

| Appui | $E_x(KN)$ | $E_y(KN)$ | $E_z(KN)$ | $E_1(KN)$ | $E_2(KN)$ | $E_3(KN)$ |
|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| C1 | 1398 | 1638.50 | 1204.86 | 2251 | 2419.36 | 2115.81 |
| P1 | 1942.6 | 2777.66 | 3212.97 | 3739.8 | 4324.33 | 4629.04 |
| P2 | 1942.6 | 2777.66 | 4518.23 | 4131.4 | 4715.91 | 5934.30 |
| P3 | 2028 | 2764.32 | 4518.23 | 4212.7 | 4728.18 | 5955.92 |
| P4 | 1881.1 | 2777.37 | 3212.97 | 3678.2 | 4305.59 | 4610.51 |
| C2 | 1398 | 1638.50 | 1204.86 | 2251 | 2419.36 | 2115.81 |

TABLE 9.6 – Tableau récapitulatif des forces sismiques transversales

9.7 Conclusion :

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage des appuis et afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques

Chapitre 10

Étude de la Pile

10.1 Introduction

L'étude de l'infrastructure est l'une des options fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif, cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

10.2 Étude de la pile :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant les charges et surcharges jusqu'au sol de fondation. Elle intervient dans la résistance globale du pont. On peut classer les piles en deux familles les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles poteau, " une section circulaire ".

Elle comporte deux parties :

1. **Les futs et le chevêtre** : leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
2. **La fondation " semelles et pieux "** : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

10.2.1 Les dimensions de la pile :

Le Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux futs.

- Longueur $L = 13.25$ m
- Largeur $l = 2.5$ m
- Hauteur $H = 1.5$ m

Semelles :

Elles ont pour objectif de transmettre les efforts au sol, nous adopterons les dimensions suivantes.

- Épaisseur : 2 m.
- Largeur : 6 m.
- Longueur : 13 m.
- Béton de propreté : 0.1 m

Futs :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant, la pile étudié contient trois futs de dimensions géométriques suivantes

- Hauteur : 15 m.
- Diamètre : 2 m.

Le ferrailage des futs est suivant le fut le plus haut. Car ils sont presque la même hauteur

Les Pieux :

- Diamètre : 1.2 m
- Entre-axe : 3.5 m

10.2.2 Évaluation des efforts :

Le Calcul Des Réactions est Résumé Dans Le Tableaux ci-dessous :

| Charge/Surcharge | $G_{tablier}$ | A(l) | B_c | B_t | Mc120 | D240 |
|------------------|---------------|--------|---------|--------|---------|------|
| R (KN) | 4781.2 | 1547.7 | 1508.62 | 798.08 | 1078.95 | 1758 |

TABLE 10.1 – Les Réactions.

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupées dans le tableau suivant :

| ELU | Réactions(KN) | ELS | Réactions(KN) |
|-------------------------|---------------|----------------------|---------------|
| $1.35(R_G + R_{Mc120})$ | 7911.2 | $R_G + 1.2R_{Mc120}$ | 6075.94 |
| $1.35(R_G + R_{D240})$ | 8827.94 | $R_G + 1.2R_{D240}$ | 6890.8 |
| $1.35R_G + 1.6R_{A(l)}$ | 8930.94 | $R_G + 1.2R_{A(l)}$ | 6638.46 |
| $1.35R_G + 1.6R_{Bc}$ | 8868.41 | $R_G + 1.2R_{Bc}$ | 6591.54 |
| $1.35R_G + 1.6R_{Bt}$ | 7731.55 | $R_G + 1.2R_{Bt}$ | 5738.9 |

TABLE 10.2 – Réaction dues aux combinaisons.

Conclusion :

1. A l'ELU La réaction la plus défavorable est : $1.35R_G + 1.6R_{A(l)} = 8930.94KN$
2. Avec une Charge Uniformément Repartie sur chevêtre : $q = \frac{13.25 \times 1.5 \times 1.25 \times 25}{13.25} = 46.88KN/ml$
3. Charges Concentré pour les poutres : $F = 1488.49KN$

10.2.3 Ferrailage du Chevêtre :

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel ROBOT 2015. Le chevêtre est modélisé comme une Poutre continue qui est appuie à la base avec une charge uniformément répartie engendré par son poids propre et des Charges concentrées pour les poutres :

Armature longitudinale :

Le ferrailage du chevêtre sera calculé en flexion simple à l'ELU sur section ($b=2.5$ m $h=1.5$ m).

La nappe supérieure (sur appuis :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 15.3 \text{MPa}$$

$$\mu_c = Fct\left(\frac{M_u}{M_{ser}}, f_{c28}, \text{typed'acier}\right)$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.714}{34.855} = 0.078 \leq \mu_c \quad \text{S.S.A.C}$$

Avec :

$$— f_{c28} = 27 \text{MPa}$$

$$— f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.22 \text{MPa}$$

$$— \theta = 1$$

$$— \gamma_b = 1.5$$

$$— M_u = 2714 \text{KN.m} = 2.714 \text{MN.m}$$

$$— d = 0.9 \times h = 1.35 \text{m}$$

$$— \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8} = 0.102$$

$$— Z = d(1 - 0.4) = 1.3 \text{m}$$

On a $\mu \leq 0.186$

Alors :

$$\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{2.714}{1.3 \times 347.83} = 60.02 \text{cm}^2$$

On Prend 5HA40 = 62.83cm^2

Condition De non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.22 \times 2.5 \times 1.35}{400}$$

$$43.08 \text{cm}^2 \leq A_s \mapsto \text{Ok}$$

La nappe inférieure :

$$A_s = \frac{1}{4} \times A_s = 15 \text{cm}^2$$

On prend 5HA20 = 15.71cm^2

Armatures Transversales :

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = 1.39 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{cj} ; 5 \text{MPa}\right] = 2.7 \text{MPa} \mapsto \text{Ok } V_u = 2.35 \text{MN}$$

$$V_u = 2.35MN$$

Donc d'après le guide on disposera des cadres droits espacés de $S_t = 20cm$ dont leurs section est la suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times f_e} \times \gamma_s \times b$$

avec $K=1$ pas de reprise de bétonnage

$$A_t \geq 5.78cm^2$$

Donc on prend un cadre de HA20= $6.28cm^2$

10.3 Ferrailage du fut :

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations, étant soumise à une flexion composée, ils sont sollicités que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal. Pour estimer les efforts de dimensionnement des fûts, des semelles et des pieux, nous avons pris le fut de hauteur $H= 15$ m qui est le fut le plus élancé. L'étude est faite à l'aide de logiciel ROBOT 2015 pour calculer les réactions.

| Les Charges | Réaction Vertical(KN) | Réaction Horizontale(KN) | Moment(KN.m) |
|-------------|-----------------------|--------------------------|--------------|
| G_T | 2359 | - | - |
| G_c | 504.69 | - | - |
| G_p | 1177.5 | - | - |
| A(1) | 932.65 | 79.72 | 1315.4 |
| B_c | 915.41 | 168.8 | 2585.2 |
| B_t | 467.7 | - | - |
| Mc120 | 725.88 | - | - |
| D240 | 1025.4 | - | - |
| W | - | 2 | 30 |
| E | - | 1576.06 | 23641 |

TABLE 10.3 – Evaluation des efforts sur le fut le plus sollicité

Les combinaisons donnant les efforts maximaux sont illustrées dans le tableau suivant :

| Combinaisons | $F_v(KN)$ | $F_h(KN)$ | M(KN.m) |
|---------------|-----------|-----------|---------|
| 1.35G+1.6A(1) | 6947.86 | 79.72 | 1315.4 |
| G+E | 4041.2 | 1576.06 | 23641 |
| G+1.2A(1) | 5160.38 | 0 | 0 |

TABLE 10.4 – Combinaisons d'actions

Conclusion

Les efforts utilisés pour le ferrailage du fut sont :

1. $N_{max}=6947.86$ KN pour un fut.
2. $M_{max}= 23641$ KN.m

10.3.1 Détermination du ferrailage du fut :

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on utilise l'abaque pour le dimensionnement des sections évidées en béton armé de RENE WALTHER.

Selon l'abaque de René WALTHER on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.04}{2} = 0.02$$

— h : l'enrobage.

— D : diamètre du fut.

$$\begin{cases} \frac{N_r}{(\pi R^2 \beta_\omega)} = \frac{6.948}{3.14 \times 1^2 \times 27} = 0.0819 \\ \frac{M_r}{(\pi R^2 \beta_\omega)} = \frac{23.64}{3.14 \times 1^2 \times 27} = 0.14 \end{cases}$$

M_r, N_r : Efforts intérieurs relatifs.

β_ω : Résistance du béton à 28 jours.

R : Rayon du fut.

D'après l'abaque de WALTHER on tire la valeur du degré mécanique des armatures ω .

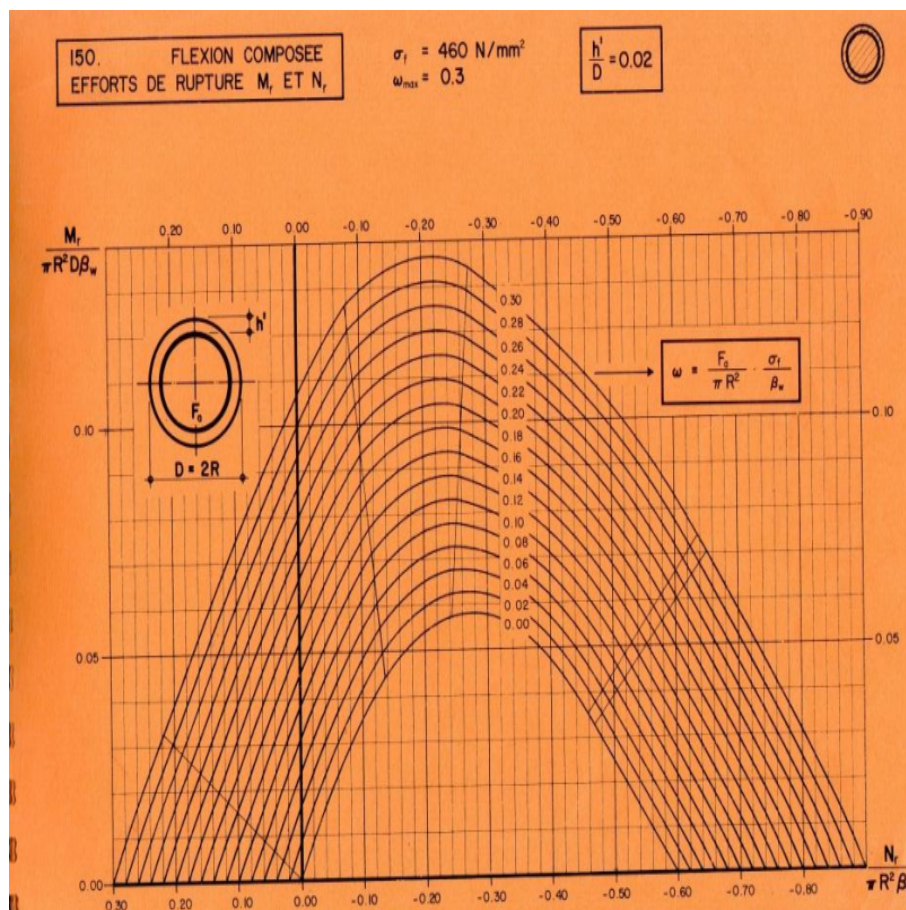


FIGURE 10.1 – Abaque de WALTHER

On tire ω de l'abaque :

Pour $\sigma_f = 460$ MPa

$$\omega_{max} = \frac{F_a \times \sigma_f}{\pi \times R^2 \times \beta_{\omega}} = 0.3$$

Pour $\sigma_f = 460$ MPa, Par interpolation on trouve $\omega = 0.2$

$$F_a = \frac{0.2 \times 3.14 \times 1^2 \times 27}{400} = 0.042m^2 = 424.12cm^2$$

Soit deux nappes de 18HA40 = $452.4cm^2$

10.3.2 Armature Transversale :

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de HA14 espacés de 20 cm en zones courantes et de 15 cm en zones de jonction.

10.3.3 Vérification de flambement du fût :

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Telle que :

- i : rayon de giration $i = \frac{\phi}{4} = 0.5m$
- L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 \times 15 = 10.5m$.

$$\lambda = \frac{10.5}{0.5} = 21 \leq 50$$

pas de risque de flambement.

10.4 Étude de la semelle de la pile :

10.4.1 Caractéristiques de la semelle :

Les semelles sont toujours considérées comme étant infiniment rigides, il convient donc de les dimensionner en conséquence :

- Épaisseur : 2 m
- Largeur : 6 m
- Longueur : 13 m
- Béton de propreté : 0.1 m

$$N_s = 13 \times 6 \times 2 \times 25 = 3900KN$$

$$N_{max} = 20843.58 + 3900 = 24743.58KN$$

$$M_{max} = 23641KN$$

10.4.2 Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$N = \frac{effortmaximal}{capacitportanted'unpieu} = \frac{2474.36}{574} = 4.3$$

Capacité Portante (obtenue du Rapport Géotechnique). On prend 2 files de 3 Pieux

10.4.3 Effort revenant à chaque pieu :

Admettant Les Hypothèses Suivante :

- Déformation Pieux Semelle Proportionnelle à La Charge
- Semelle Infiniment Rigide
- Pieux Identiques

Sachant que les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY), l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\Sigma Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\Sigma X^2}$$

Avec :

- x_i, y_i : coordonnées du pieu.
- x_j : distance du pieu j par rapport à l'axe Y.
- y_i : distance du pieu j par rapport à l'axe X.

Condition Normale :

$$N_1 = \frac{2474.28}{6} + \frac{131.54 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 424.56t$$

$$N_2 = \frac{2474.28}{6} - \frac{131.54 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 400.2t$$

Condition sismique :

$$N_1 = \frac{2474.28}{6} + \frac{2364.1 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 424.56t$$

$$N_2 = \frac{2474.28}{6} - \frac{2364.1 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 400.2t$$

10.4.4 Méthode des bielles :

Permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol ou des réactions égales de chacun des pieux, dans l'hypothèse où les centres de ceux-ci sont disposés aux sommets d'un polygone régulier et où l'axe du poteau passe par le centre de ce polygone. D'un emploi facile, elle consiste à supposer que les charges appliquées sur la semelle par le fut qu'elle supporte sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles de béton comprimées.

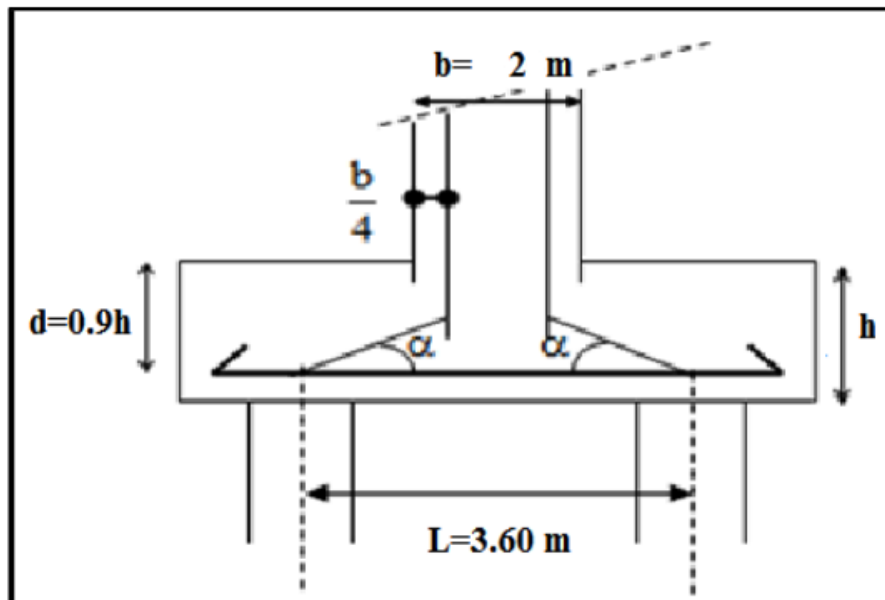


FIGURE 10.2 – Méthode des bielles

Les efforts horizontaux de traction résultant de la décomposition des forces transmises par ces bielles sont équilibrés par des armatures placées à la partie inférieure des semelles.

Les Conditions de la méthode :

$$\begin{cases} 45 \leq \alpha \leq 55 \\ 0.5(L - \frac{b}{2}) \leq d \leq 0.7(L - \frac{b}{2}) \end{cases}$$

$$\tan \alpha = \frac{d}{\frac{1}{2}L - \frac{b}{4}} = 1.38 \implies \alpha = 54 \quad \mapsto \quad Ok$$

$$d = 1.8m \implies 1.3 \leq d \leq 1.82 \quad \mapsto \quad Ok$$

Donc La Méthode des bielles est applicable.

10.4.5 Ferrailage de la semelle

Armatures transversales inférieures :

Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times \sigma_e = 266.67 MPa$$

$$A_{T,inf} = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = 0.0105m^2 = 103.49cm^2$$

Condition sismique :

$$A_{(T,inf)} = \frac{N_2}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = 0.01538m^2 = 153.88cm^2$$

La condition sismique est la plus défavorable alors $A_{T,inf} = 153.88cm$ On prend 20HA32 = $160.8cm^2$

L'espacement est $S_t = \frac{\phi}{4}h - dn - 1 = \frac{1.2+2-0.05}{20-1} = 0.1657m$

On prend $S_t = 15cm$

- n : Nombre de barres.
- d : Enrobage = 5 cm.
- ϕ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur L. Telle que : $L = h + \phi = 2 + 1.2 = 3.2m$.

Entre les différentes bandes de 3.2 m, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_r = \frac{A_{T,inf}}{3} = \frac{160.8}{3} = 53.6cm^2$$

Soit 7HA32 = $56.3cm^2$

Armatures longitudinales inférieures :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leur section est donnée par :

$$A_{L,inf} = \frac{A_s}{3} = \frac{160.8}{3} = 53.6cm^2$$

Soit 7HA32 = $56.3cm^2$

L'espacement est $S_t = \frac{\phi}{+} h - dn - 1 = \frac{1.2+2-0.05}{7-1} = 0.525m$

Avec : $S_t = 50cm$

Armatures de construction :

Armatures transversales supérieures :

$$A_{T,sup} = \frac{A_{T,inf}}{10} = 16.08cm^2$$

Soit : 6HA20 = $18.85cm^2$

L'espacement est $S_t = \frac{\phi+h-d}{n-1} = \frac{1.2+2-0.05}{6-1} = 0.63m$

$S_t = 60cm$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{T,sup} = \frac{A_{T,inf}}{3} = 53.6cm^2$$

Soit : 7HA32 = $56.3cm^2$

L'espacement est $S_t = \frac{\phi}{+} h - dn - 1 = \frac{1.2+2-0.05}{7-1} = 0.525m$

$S_t = 50cm$

Armature Latérales

$$A_{T,sup} = \frac{A_{T,inf}}{10} = 16.08cm^2$$

Soit : 6HA20 = $18.85cm^2$

10.5 Étude et ferrailage des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, et qu'il faut descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum).

La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centrés sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

10.5.1 Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{me} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b_x = 0$$

- c_u : Coefficient de réaction de sol. $c_u = 20MN/m^3$
- b_x : Diamètre de pieu.
- Y : Le déplacement en tête de pieu.
- E : module d'élasticité du béton égale à 33000 MPa.
- I : moment d'inertie de la section du pieu $I = 0.1018m^4$

La solution de cette équation est de forme de :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{c_u \times b}{4 \times EI}}$$

λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{20 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1018}} = 0.205m^{-1}$$

D'où $\lambda \times L = 0.2 \times 15 = 3.07$ avec $L = 15m$

10.5.2 Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$$

Pour les pieux encastres en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

- \bar{M} : Moment en tête du pieu.
- \bar{P} : Effort tranchant en tête de pieu.
- λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.
- χ_M, χ_P : coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L

$$M(Z) = EI\theta = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} \implies \bar{M} = -\frac{\chi_P}{\chi_M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

On a $\lambda \times L = 3.07 \implies \chi_M = 1.165, \chi_P = 1.483$

Condition Normal :

$$H_{Bc} = 16.88t\bar{P} = \frac{16.88}{6} = 2.81t \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -\frac{1.165}{1.483} \times \frac{2.81}{0.205} = -10.77t.m$$

Condition sismique :

$$H_{sisme} = 472.82t\bar{P} = 78.8t \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = -\frac{1.165}{1.483} \times \frac{78.8}{0.205} = 301.96t.m$$

10.5.3 Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide de l'abaque de WALTHER.

Données d'entrée de l'abaque

$$\begin{cases} N_{max} = 631.28t \\ M_{max} = 301.96t.m \end{cases}$$

Définition des armatures :

$$\begin{cases} \frac{N_r}{(\pi R^2 \beta_\omega)} = \frac{6.31}{3.14 \times 0.6^2 \times 27} = 0.2 \\ \frac{M_r}{(D\pi R^2 \beta_\omega)} = \frac{3.02}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 27} = 0.08 \end{cases}$$

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur du degré mécanique des armatures.
Pour $\sigma_f = 460$ MPa

$$\omega_{max} = \frac{F_a \times \sigma_f}{\pi \times R^2 \times \beta_{\omega}} = 0.3$$

Pour $\sigma_f = 400$ MPa, Par interpolation on trouve $\omega = 0.2$

$$F_a = \frac{0.2 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 0.015m^2 = 152.68cm^2$$

Donc on prend : 20HA32 = 160.8cm²

L'espacement est de $S_t = 15cm$

10.5.4 Ferrailage transversales :

On prend des cerces de HA12 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de jonction selon RPOA. (Voir l'Annexe D)

Chapitre 11

Étude de la culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

1. Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
2. Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
3. Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
4. Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
5. Dalle de transition qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors du passage d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

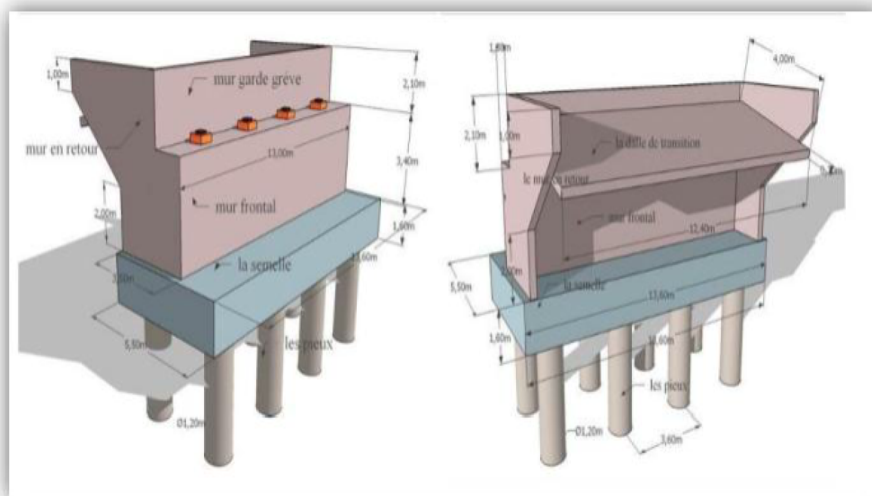


FIGURE 11.1 – vue en 3D des différentes composantes d'une culée remblayée

11.1 Pré dimensionnement de la culée :

11.1.1 Efforts dus à la culée :

Calcul du coefficient de poussée

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des Coefficients sismiques $k_h; k_v$:

$$k_h = A = 0.25$$

$$k_v = 0.3 \times K_v$$

$$k_h = 0.075$$

- k_h : Coefficient sismique horizontal
- k_v : Coefficient sismique vertical.
- A : Coefficient d'accélération de la zone.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times k_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA : Page 43

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \beta \times \cos \theta}} \right]}$$

Avec :

- H : Est la hauteur du mur
- γ : Est le poids des terres
- $\varphi = 35$: Angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- $\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale
- $\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 \pm k_v}\right)$

Les coefficients de poussée et le pré-dimensionnement de la culée sont présentés dans le tableaux ci-dessous :

| Action du séisme | K_h | K_v | θ | K_{ad} |
|------------------------------|-------|-------|----------|----------|
| Condition normale | 0 | 0 | 0 | 0.27 |
| séisme horizontal; $1 + K_v$ | 0.25 | 0.075 | 13.03 | 0.42 |
| séisme horizontal; $1 - k_v$ | 0.25 | 0.075 | 15.2 | 0.45 |

TABLE 11.1 – Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

| Éléments | Dimensions (m) | |
|---------------------|----------------|---------------------------|
| Mur Frontale | Hauteur | $5.23 \leq H_c \leq 5.56$ |
| | Longueur | 13.25 |
| | Épaisseur | 1.25 |
| Mur en retour | Épaisseur | 0.60 |
| | Hauteur | 2.50 |
| Mur Garde Grève | Longueur | 13.25 |
| | Épaisseur | 0.40 |
| Dalle de Transition | Longueur | 5.00 |
| | Épaisseur | 0.10 |
| | Largeur | 12.10 |
| Semelles | Largeur | 6.00 |
| | Longueur | 13.75 |
| | Hauteur | 1.50 |
| Pieux | Diamètre | 1.20 |
| | Nombre | 8 |
| | Profondeur | 17.00 |
| | Entre-axe | 3.80 |

TABLE 11.2 – Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des Culées.

11.2 Ferrailage des éléments de la culée :

11.2.1 Ferrailage du mur garde grève :

Évaluation des efforts

Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \quad \text{et} \quad P = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times L$$

$$M_p = 14.06 \text{KN.m}$$

Avec :

- H : hauteur des remblais, $H = 2.5$ m
- K_a : coefficient de poussée des terres, $K_a = 0.27$
- L : longueur des remblais, $L = 1$ m.
- γ : Poids volumique en m^3

$$M_{p-ELS} = M_p = 14.06 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_{p-ELU} = 1.35 \times M_p = 18.981 \text{KN.m/ml.}$$

Moment due à la force de freinage M_{f-Bc} :

$$M_f = \frac{2 \times \mu \times P \times h}{0.25 + 2 \times h}$$

Avec :

- μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à l'E.L.U et $\mu = 1.2$ à l'E.L.S
- $P = 60$ KN.

$$M_{f-ELS} = 68.57 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_{f-ELU} = 91.43 \text{KN.m/ml}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents " SETRA ", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6 t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6 t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur

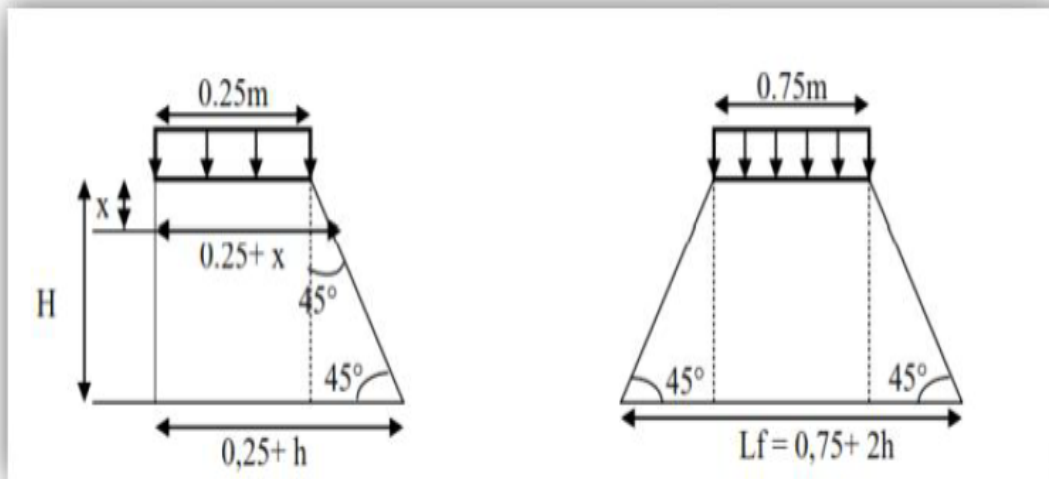


FIGURE 11.2 – Impact de la charge B_c localisé derrière le mur GG

$$M_p = \frac{12 \times k}{0.75 + 2 \times h} \times \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx \quad \text{et} \quad k = k_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

avec :

- γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS
- B_c : coefficient de pondération du système $B_c = 0.95$
- δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai
- h : hauteur de mur garde grève.

Cette Intégrale peut être Calculer Analytiquement mais pour simplifier les calculs on va procéder aux Méthodes Numérique :

| h | 0.5 | 0.75 | 1 | 1.5 | 2 | 2.5 | 3 |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|
| $M_{p/k}$ | 2.23 | 3.4 | 4.41 | 6.11 | 7.45 | 8.56 | 9.49 |

TABLE 11.3 – Valeurs Approximative de l'intégrale.

On a $h=2.5$ m

On Trouve : $M_{p/k} = 8.56t.m/ml$

On a $K_u = 0.531$

On a $K_s = 0.39$

On trouve :

$$M_{p-ELS} = K_s \times M_{p/k} = 33.28KN.m/ml$$

$$M_{p-ELU} = K_u \times M_{p/k} = 43.91KN.m/ml.$$

Combinaison d'actions sur le mur Garde Grève :

$$M_{ELS} = M_p + 1.2 \times M_q = 115.56KN.m/ml.$$

$$M_{ELU} = 1.35 \times M_G + 1.6 \times M_q = 154.32KN.m/ml.$$

11.2.2 Ferrailage du Mur Garde Grève

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée Préjudiciable

On considère les caractéristiques suivantes :

- L'enrobage $c=4$ cm
- La hauteur utile $d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36cm$
- Une largeur $b = 1$ m
- $f_e = 400MPa$

Le dimensionnement des armatures se fait par les étapes suivantes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = 2.22MPa$$

$$\sigma_{st} = \text{Max}(200; 110 \sqrt{1.6 \times 3}) = 207.31MPa$$

$$\Rightarrow X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc} \times d}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0.0194m$$

$$\Rightarrow Z = d - \frac{X}{3} = 0.35 - \frac{0.0194}{3} = 0.295m \Rightarrow \bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times b \times X \times Z = 0.464MN.m$$

Pour la nappe inférieur

$$M_{ser} = 0.1156MN.m \leq \bar{M}_1 \rightarrow Ok$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{0.1156}{0.295 \times 207.31} = 18.89cm^2$$

Une fois la section A_{ser} est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale.

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 4.59cm^2$$

$$\Rightarrow A_{ser} \geq A_{min}$$

Armature de construction : $A_s' = \frac{A_s}{3} = 6.296cm^2$ Soit : 6HA12/ml .

11.3 Dalle de Transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

11.3.1 Évaluation des efforts

- Remblai : $G_R = \gamma_r \times 0,5 \times L = 20 \times 0,5 \times 1 = 10 \text{KN}/m$.
- Poids propre de la dalle : $G = 0,3 \times 25 \times 1 = 7.5 \text{KN}/m$
- Revêtement : $G_R = \gamma \times e = 24 \times 0.08 = 1.92 \text{KN}/m$
- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 12 \text{KN}/m$

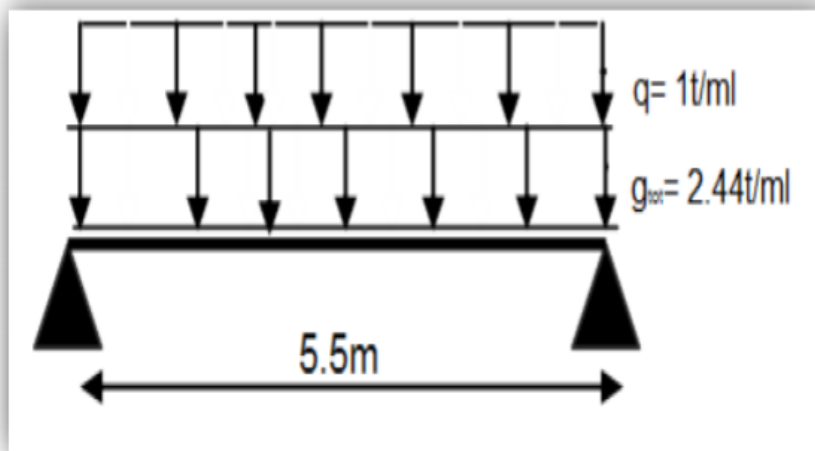


FIGURE 11.3 – Schéma statique de la dalle de transition.

| Type de charge | Q(KN/ml) | Moments (KN/ml) | Effort tranchant(KN) |
|----------------|----------|-----------------|----------------------|
| Poids propre | 7.5 | 23.44 | 18.75 |
| Revêtement | 1.92 | 6 | 4.8 |
| Remblais | 10 | 31.25 | 25 |
| Surcharges | 12 | 37.5 | 30 |

TABLE 11.4 – Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchant

À l'ELS :

$$M_{ser} = M_G + 1.2 \times M_q = (23.44 + 6 + 31.25) + 1.2 \times (37.5) = 105.69 \text{KN.m/ml}$$

$$V_{ser} = V_G + 1.2 \times V_q = (18.75 + 4.8 + 25) + 1.2 \times 30 = 84.55 \text{KN/ml}.$$

à l'ELU :

$$M_u = 1.35 \times M_G + 1.6 \times M_q = 1.35 \times (23.44 + 6 + 31.25) + 1.6 \times (37.5) = 141.93 \text{KN.m/ml}$$

$$V_u = 1.35 \times V_G + 1.6 V_q = 1.35 \times (18.75 + 4.8 + 25) + 1.6 \times (30) = 113.54 \text{KN/ml}.$$

11.3.2 Pour l'armature de construction :

$$A_s = \frac{A_s}{3} = 6.296 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 6\text{HA}12/\text{ml} .$$

11.4 Ferrailage de la Dalle de Transition

Cas de fissuration : préjudiciable. Dimensionnement à l'ELS

$$f_{c28} = 27 \text{ Pa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Ferrailage par bandes de 1 ml (linéaire)

$$b = 1 \text{ m} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0.9h = 0.27 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Max}(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \text{Max}(200 ; 110\sqrt{1.6 \times 3}) = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc} \times d}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0.1216 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Z = d - \frac{X}{3} = 0.27 - \frac{0.1216}{3} = 0.229 \text{ m} \Rightarrow \bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times b \times X \times Z = 0.226 \text{ MN.m}$$

Pour la nappe inférieur

$$M_{ser} = 0.10569 \text{ MN.m} \leq \bar{M}_1 \rightarrow \text{Ok}$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{0.10569}{0.229 \times 207.31} = 22.27 \text{ cm}^2$$

Une fois la section A_{ser} est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale.

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{ser} \geq A_{min} \rightarrow \text{Ok}$$

Soit : 8HA20 ($A_s = 22.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm.

11.4.1 Armatures Transversales

$$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ : La contrainte tangentielle ultime vis-à-vis des sollicitations de l'ouvrage.

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte tangentielle limite, elle doit être limitée dans le cas des fissurations non préjudiciable à la valeur :

$$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{cj} ; 5 \text{ MPa}\right]$$

Application Numérique :

$$\begin{aligned}V_u^{max} &= 0.11354MN \\ b_0 &= 1m \\ d &= 0.9 \times h = 0.27m\end{aligned}$$

On Remplace dans les Formules on Trouve :

$$0.4205MPa \leq 4.694MPa = \bar{\tau}_u \longrightarrow Ok$$

Choix de diamètre des barres transversales :

$$\begin{aligned}\phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{long}^{min}; \frac{b_0}{10}\right) \\ \phi_t &\leq \min(8.57, 20, 100) = 8.57mm \implies \phi_t = 9mm\end{aligned}$$

$$\text{Avec : } 4HA9 \implies A_t = 2.50cm^2$$

11.4.2 Pour l'armature de construction :

$$\text{On prend : } A_s = \frac{A_s}{2} = 7.423cm^2/ml$$

Soit : 3HA20 pour $A_s = 7.423cm^2/ml$. Avec espacement de 20 cm.

11.5 Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, il est soumis à la réaction de celle-ci :

11.5.1 Évaluation des charges et surcharges :

$$\text{— Réaction due à la dalle de transition : } R_1 = \frac{q \times l}{2} = \frac{7.5 \times 5}{2} = 18.75KN/ml$$

$$\text{— Réaction des poids des terres : } R_2 = \frac{q \times l}{2} = \frac{10 \times 5}{2} = 25KN/ml$$

$$\text{— Réaction due au revêtement : } R_3 = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.92 \times 5}{2} = 4.8KN/ml$$

$$\text{— Réaction due au poids propre du corbeau : } R_4 = q \times l = 0.18 \times 25 = 4.50KN/ml$$

$$\text{— Réaction due aux surcharges sur remblai : } R_5 = \frac{q \times l}{2} = \frac{12 \times 5}{2} = 30KN/ml$$

l'ELU :

$$\begin{aligned}V_u &= 1,35 \times (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 \times R_5 = 1.35 \times (18.75 + 25 + 4.8 + 4.50) + 1.6 \times (30) = 119.62KN \\ M_u &= 119.62 \times 0.3 = 35.886KN.m/ml.\end{aligned}$$

l'ELS :

$$\begin{aligned}V_u &= (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 \times R_5 = (18.75 + 25 + 4.8 + 4.50) + 1.2 \times (30) = 89.05KN \\ M_s &= 89.05 \times 0.30 = 26.72KN.m/ml\end{aligned}$$

11.5.2 Ferrailage du corbeau d'appui

Cas de fissuration : Préjudiciable. Dimensionnement à l'ELS

$$f_{c28} = 27MPa; f_e = 400MPa$$

$$b = 1\text{ m}; h = 60\text{ cm}; d = 54\text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 27 = 16,2MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = 2,22MPa$$

$$\sigma_{st} = \text{Max}(200; 110\sqrt{1,6 \times 3}) = 207,31MPa$$

$$\Rightarrow X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc} \times d}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,2914m$$

$$\Rightarrow Z = d - \frac{X}{3} = 0,54 - \frac{0,2914}{3} = 0,443m \Rightarrow \bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times b \times X \times Z = 1,0456MN.m$$

Pour la nappe inférieure

$$M_{ser} = 0,02672MN.m \leq \bar{M}_1 \longrightarrow Ok$$

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = \frac{0,02672}{0,443 \times 207,31} = 2,9cm^2$$

Une fois la section A_{ser} est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale.

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 6,893cm^2$$

$$\Rightarrow A_{ser} \geq A_{min} \longrightarrow Ok$$

Soit : 3HA12 ($A_s = 2,9cm^2/ml$) avec un espacement de 20 cm.

11.5.3 Armatures Transversales

$$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ : La contrainte tangentielle ultime vis-à-vis des sollicitations de l'ouvrage.

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}$$

$\bar{\tau}_u$: La contrainte tangentielle limite, elle doit être limitée dans le cas des fissurations non préjudiciable à la valeur :

$$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{cj}; 5MPa\right]$$

Application Numérique :

$$V_u^{max} = 0,11962MN$$

$$b_0 = 1m$$

$$d = 0,9 \times h = 0,54m$$

On Remplace dans les Formules on Trouve :

$$0,2215MPa \leq 4,694MPa = \bar{\tau}_u \longrightarrow Ok$$

Choix de diamètre des barres transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{long}^{min}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(17.1, 12, 100) = 12mm \implies \phi_t = 12mm$$

Avec : 3HA12 $\implies A_t = 2.50cm^2$

11.5.4 Pour l'armature de construction :

On prend : $A_s = \frac{A_s}{3} = 0.966cm^2/ml$

Soit : 1HA12 pour $A_s = 0.966cm^2/ml$. Avec espacement de 20 cm.(Voir l'Annexe D)

11.6 Mur Frontal

11.6.1 Évaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encasturé sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par : Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente
- Réaction de la surcharge D240.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal :

| | ELU | | ELS | |
|----------|-------------------|------------|-------------------|------------|
| | Condition normale | C.sismique | Condition normale | C.sismique |
| M (KN.m) | 3981.20 | 3461.95 | 2944.52 | 2558.88 |
| V (KN) | 2688.07 | 2688.07 | 1991.17 | 1991.17 |

TABLE 11.5 – Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

11.6.2 Ferrailage mur frontal :

Ferrailage en flexion composée :

c (enrobage)= 5 cm.

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELS avec : $f_{c28} = 27MPa$, $b_{p0} = 1m$, $h = 1.20m$.

A l'aide de logiciel ROBOT expert version 2010 on a trouvé la section de : $A_s = 33.3cm^2$

Soit 11HA 20 ($A_s = 33.3cm^2$)

11.6.3 Armature de construction :

$A_t = \frac{A_s}{3} = 11.1cm^2$. On utilise 6HA16.

11.6.4 Condition de non fragilité :

Une fois la section A_{ser} est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale.

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 13.7862cm^2$$

$$\Rightarrow A_{ser} \geq A_{min} \rightarrow Ok$$

11.7 CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenant en compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevée.

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude est une étape clôturant des années de formation de l'ingénieur Travaux Publics. C'est sa chance de mettre en évidence ses connaissances et ses capacités théoriques dans un sujet réel et pratique touchant plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et les procédés de la précontrainte.

Ce projet de Fin d'études nous a permis de découvrir les diverses spécificités liées aux différentes étapes de l'étude, et l'utilisation des outils informatiques pour la modélisation et l'analyse de cet ouvrage.

Cependant, il était un peu difficile d'interpréter certaines règles techniques de calcul et de vérification, mais ceci a été clarifié durant Notre stage pratique en fréquentant des gens expérimentés. Ce PFE est l'objet d'une excellente synthèse de tout ce que on a appris le long de notre cursus à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et aussi, une occasion d'initier le milieu professionnel de construction.

On espère que ce modeste travail va contribuer a consolider les connaissances dans ce domaine et permettra aux promotions future d'avoir un appui documentaire.

Bibliographie

- BPEL, 1999.. règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limite BPEL 91 révisé 99.
- Document SETRA, 1996.. ponts courants en zone sismique, guide technique, SETRA France, janvier 2000.
- Document SETRA, 2007.. pont à poutres préfabriqués précontrainte par post tension VIPP, France, SETRA,
- Document SETRA, 2008.. appareils d'appui à pot, guide technique, SETRA France.
- RPOA, règles para-sismiques applicable au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie.
- RCPR, 2010.. définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

Annexe A : Caractéristiques Des Sections

Analyse de la section d'about

Description de la géométrie

Section d'About

| Point n | Y | Z |
|-----------|-----------|-----------|
| 5 | 2831.4 cm | 1784.3 cm |
| 6 | 2831.4 cm | 1773.0 cm |
| 7 | 2801.4 cm | 1769.9 cm |
| 8 | 2801.4 cm | 1584.3 cm |
| 9 | 2741.4 cm | 1584.3 cm |
| 10 | 2741.4 cm | 1769.9 cm |
| 11 | 2711.4 cm | 1773.0 cm |
| 12 | 2711.4 cm | 1784.3 cm |
| 13 | 2831.4 cm | 1784.3 cm |

Aire de la section

$$A = 12600.00cm^2$$

Centre de gravité

$$Y_c = 2771.4cm$$

$$Z_c = 1690.0cm$$

Périmètre

$$S = 634.1cm$$

Matériau de base

ACIER

$$E = 21414040.47T/m^2$$

$$dens. = 7852.83kg/m^3$$

$$p.un. = 10028.86kG/m$$

Repère des axes principaux

Angle

$$\alpha = 0.0Deg$$

Moments d'inertie

$$I_x = 0.12m^4$$

$$I_y = 0.46m^4$$

$$I_z = 0.05m^4$$

Rayons d'inertie

$$i_y = 0.6m$$

$$i_z = 0.2m$$

Coefficients de rigidité en cisaillement

$$A_y = 1.09m^2$$

$$A_z = 1.03m^2$$

Facteurs de résistance en flexion

$$W_{ely} = 0.44m^3$$

$$W_{elz} = 0.09m^3$$

Facteurs de résistance au cisaillement

$$W_y = 0.49m^2$$

$$W_z = 0.83m^2$$

Facteurs de résistance plastique

$$W_{ply} = 0.67m^3$$

$$W_{plz} = 0.21m^3$$

Distances extrêmes

$$Vy = 0.6m$$

$$Vpy = 0.6m$$

$$Vz = 0.9m$$

$$Vpz = 1.1m$$

Repère central

Moments d'inertie

$$I_{yc} = 0.46m^4$$

$$I_{zc} = 0.05m^4$$

$$I_{yczc} = 0.00m^4$$

Rayons d'inertie

$$i_{yc} = 0.6m$$

$$i_{zc} = 0.2m$$

Distances extrêmes

$$V_{yc} = 0.6m$$

$$V_{pyc} = 0.6m$$

$$V_{zc} = 0.9m$$

$$V_{pzc} = 1.1m$$

Repère arbitrairePosition du repère

$$y'c = 28.6m$$

$$Angle = 0.0Deg$$

$$z'c = 16.0m$$

Moments d'inertie

$$I_{y'} = 0.46m^4$$

$$I_{z'} = 0.05m^4$$

$$I_{y'z'} = -0.00m^4$$

Rayons d'inertie

$$i_{yc} = 0.6m$$

$$i_{zc} = 0.2m$$

Moments statiques

$$S_{y'} = 0.00m^3$$

$$S_{z'} = 0.00m^3$$

Distances extrêmes

$$V_{y'} = 0.6m$$

$$V_{py'} = 0.6m$$

$$V_{z'} = 0.9m$$

$$V_{pz'} = 1.1m$$

Section MédianeDescription de la géométrie

| Point n | Y | Z |
|-----------|--------|--------|
| 1 | 27.3 m | 16.4 m |
| 2 | 27.3 m | 16.5 m |
| 3 | 28.5 m | 16.5 m |
| 4 | 28.5 m | 16.4 m |
| 5 | 28.1 m | 16.3 m |
| 6 | 28.0 m | 16.2 m |
| 7 | 28.0 m | 14.8 m |
| 8 | 28.2 m | 14.6 m |
| 9 | 28.2 m | 14.5 m |
| 10 | 27.6 m | 14.5 m |
| 11 | 27.6 m | 14.6 m |
| 12 | 27.8 m | 14.8 m |
| 13 | 27.8 m | 16.2 m |
| 14 | 27.7 m | 16.3 m |
| 15 | 27.3 m | 16.4 m |

Aire de la section

$$A = 0.67m^2$$

Centre de gravité

$$Y_c = 27.9m$$

$$Z_c = 15.5m$$

Périmètre

$$S = 6.7m$$

Matériau de base

ACIER

$$E = 210000.00MPa$$

$$dens. = 7852.83kg/m^3$$

$$p.un. = 51.48kN/m$$

Repère des axes principaux Angle

$$\alpha = 0.0Deg$$

Moments d'inertie

$$I_x = 0.00m^4$$

$$I_y = 0.33m^4$$

$$I_z = 0.02m^4$$

Rayons d'inertie

$$i_y = 0.7m$$

$$i_z = 0.2m$$

Coefficients de rigidité en cisaillement

$$A_y = 0.00m^2$$

$$A_z = 0.00m^2$$

Facteurs de résistance en flexion

$$W_{ely} = 0.31m^3$$

$$W_{elz} = 0.04m^3$$

Facteurs de résistance au cisaillement

$$W_y = 0.00m^2$$

$$W_z = 0.00m^2$$

Facteurs de résistance plastique

$$W_{ply} = 0.00m^3$$

$$W_{plz} = 0.00m^3$$

Distances extrêmes

$$V_y = 0.6m$$

$$V_{py} = 0.6m$$

$$V_z = 0.9m$$

$$V_{pz} = 1.1m$$

Section VariableDescription de la géométrie

| Point n | Y | Z |
|-----------|--------|--------|
| 1 | 27.2 m | 16.4 m |
| 2 | 27.2 m | 16.5 m |
| 3 | 28.4 m | 16.5 m |
| 4 | 28.4 m | 16.4 m |
| 5 | 28.0 m | 16.4 m |
| 6 | 28.0 m | 14.8 m |
| 7 | 28.1 m | 14.7 m |
| 8 | 28.1 m | 14.5 m |
| 9 | 27.5 m | 14.5 m |
| 10 | 27.5 m | 14.7 m |
| 11 | 27.6 m | 14.8 m |
| 12 | 27.6 m | 16.4 m |
| 13 | 27.2 m | 16.4 m |

Résultats générauxAire de la section

$$A = 0.96m^2$$

Centre de gravité

$$Y_c = 27.8m$$

$$Z_c = 15.6m$$

Périmètre

$$S = 6.6m$$

Matériau de base*ACIER*

$$E = 210000.00MPa$$

$$dens. = 7852.83kg/m^3$$

$$p.un. = 73.62kN/m$$

Repère des axes principauxAngle

$$\alpha = 0.0Deg$$

Moments d'inertie

$$I_x = 0.00m^4$$

$$I_y = 0.39m^4$$

$$I_z = 0.03m^4$$

Rayons d'inertie

$$i_y = 0.6m$$

$$i_z = 0.2m$$

Coefficients de rigidité en cisaillement

$$A_y = 0.00m^2$$

$$A_z = 0.00m^2$$

Facteurs de résistance en flexion

$$W_{ely} = 0.36m^3$$

$$W_{elz} = 0.05m^3$$

Facteurs de résistance au cisaillement

$$W_y = 0.00m^2$$

$$W_z = 0.00m^2$$

Facteurs de résistance plastique

$$W_{ply} = 0.00m^3$$

$$W_{plz} = 0.00m^3$$

Distances extrêmes

$$V_y = 0.6m$$

$$V_{py} = 0.6m$$

$$V_z = 0.9m$$

$$V_{pz} = 1.1m$$

Repère centralMoments d'inertie

$$I_{yc} = 0.39m^4$$

$$I_{zc} = 0.03m^4$$

$$I_{yczc} = 0.00m^4$$

Rayons d'inertie

$$i_{yc} = 0.6m$$

$$i_{zc} = 0.2m$$

Distances extrêmes

$$V_{yc} = 0.6m$$

$$V_{pyc} = 0.6m$$

$$V_{zc} = 0.9m$$

$$V_{pzc} = 1.1m$$

Repère arbitraire

$$y' = 27.8m$$
$$Angle = 0.0Deg$$
$$z' = 15.6m$$

Rayons d'inertie

$$i_{yc} = 0.6m$$
$$i_{zc} = 0.2m$$

Moments statiques

Annexe B : Modélisation Du Tablier

Résultats De La Modélisation :

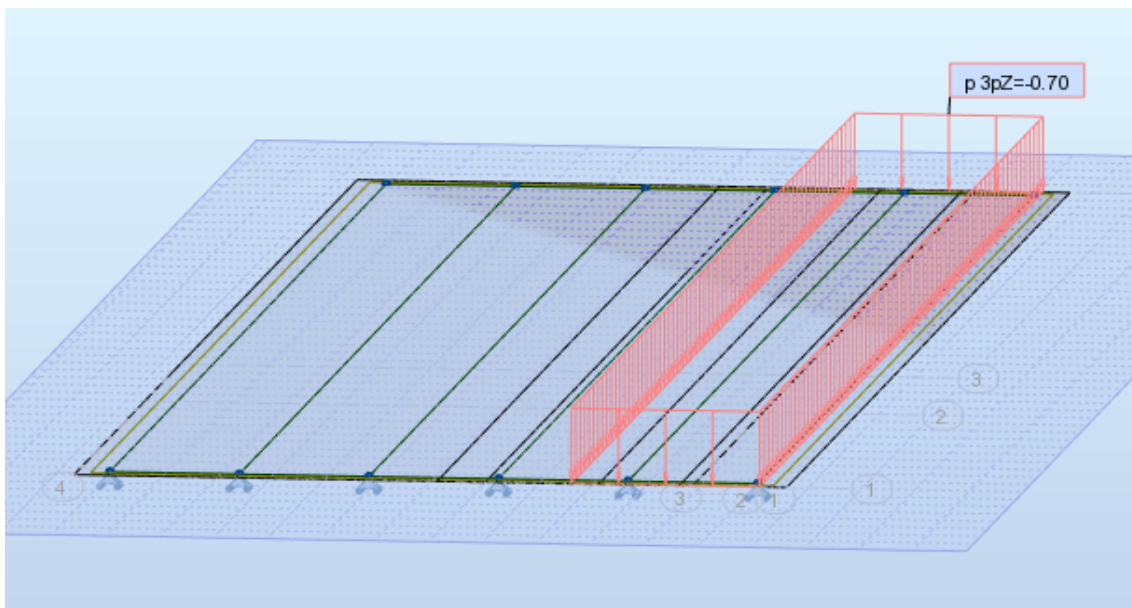


FIGURE 11.4 – Charge A(l) 1 voie

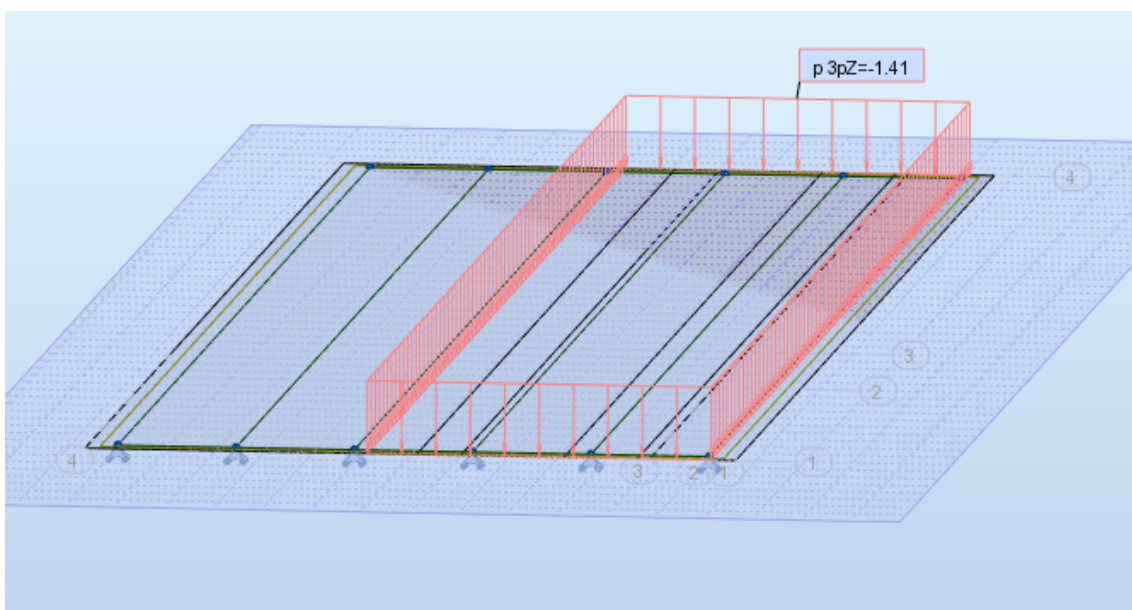


FIGURE 11.5 – Charge A(l) 2 voies

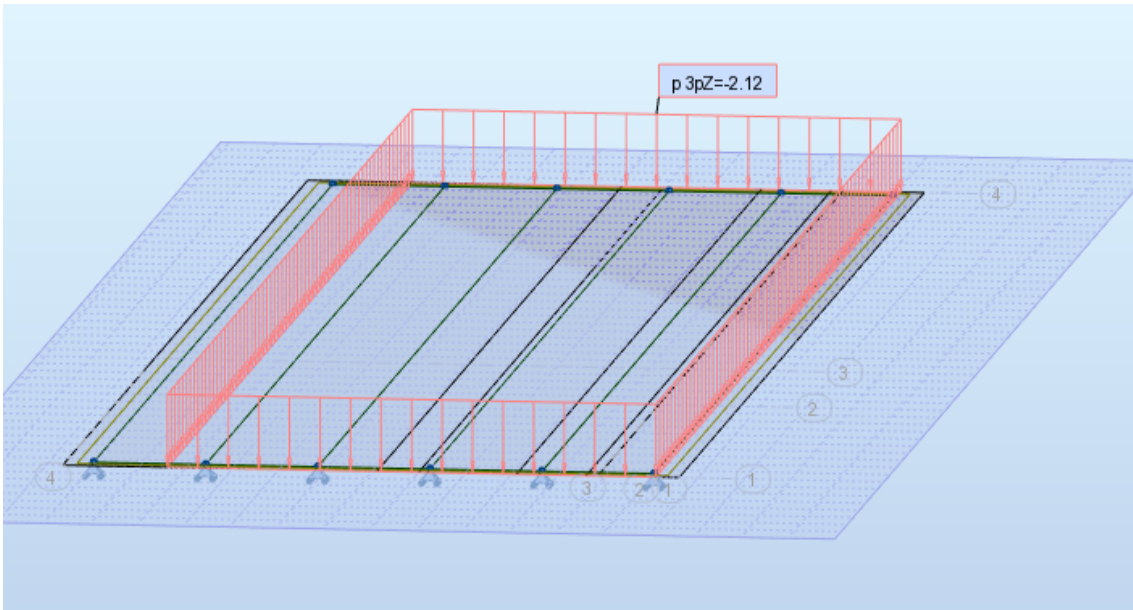


FIGURE 11.6 – Charge A(l) 3 voies

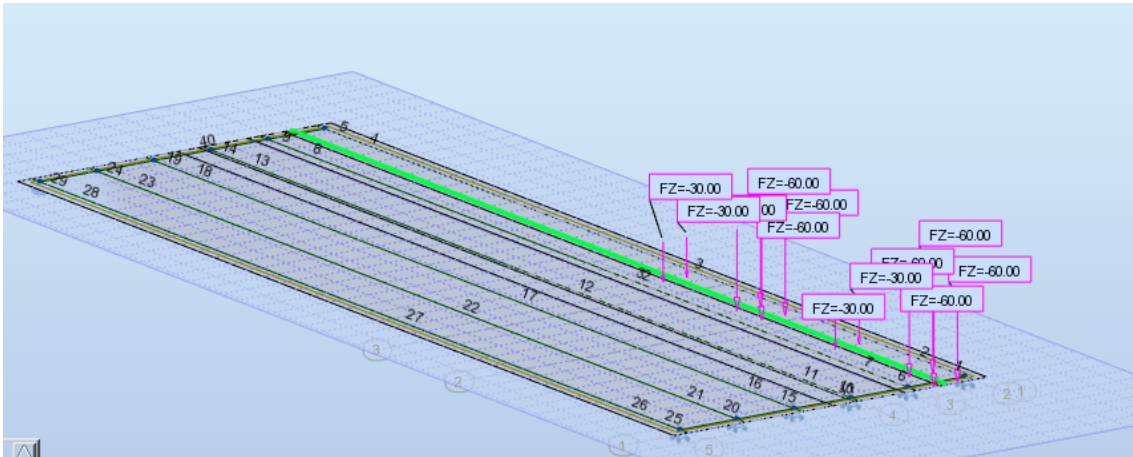


FIGURE 11.7 – Charge B_c 1 voie

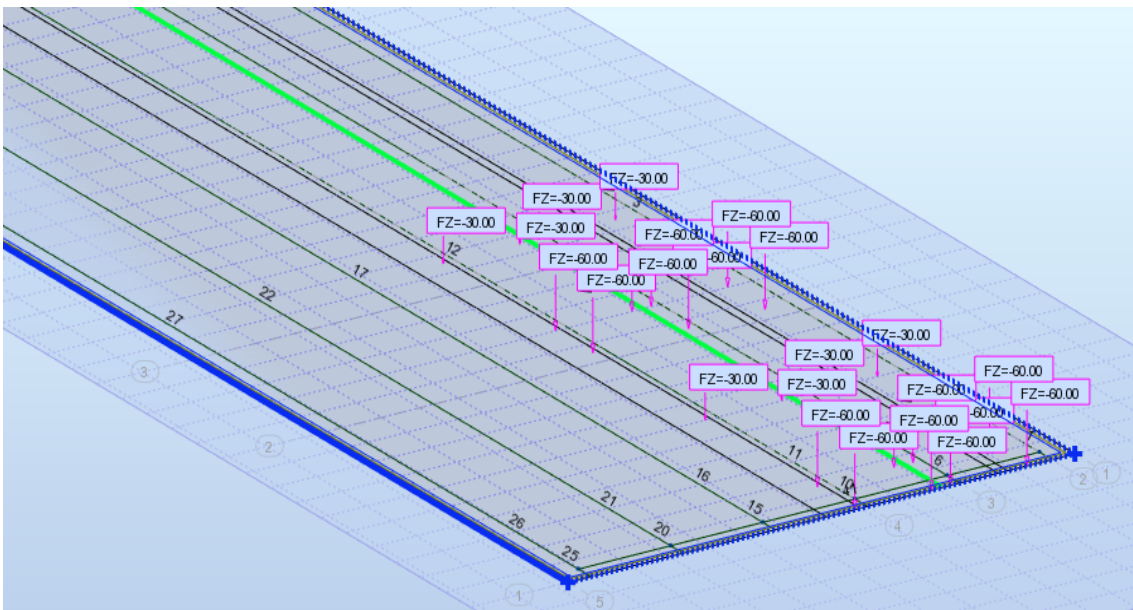


FIGURE 11.8 – Charge B_c 2 voies

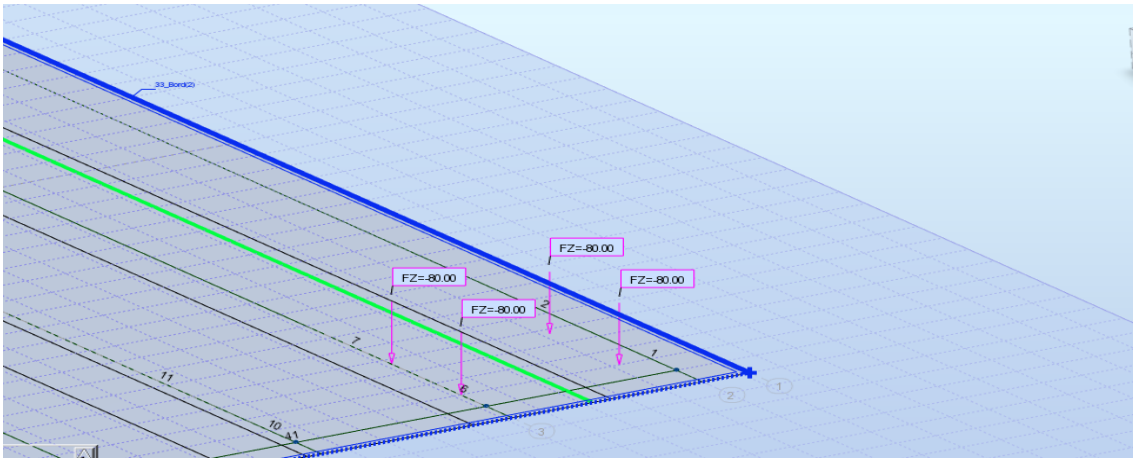


FIGURE 11.9 – Charge B_t 1 voie

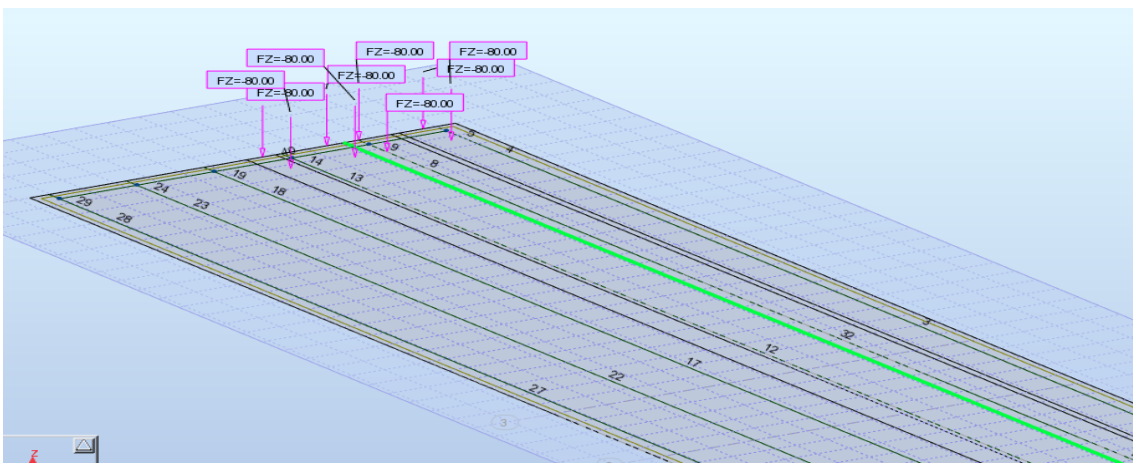


FIGURE 11.10 – Charge B_t 2 voies

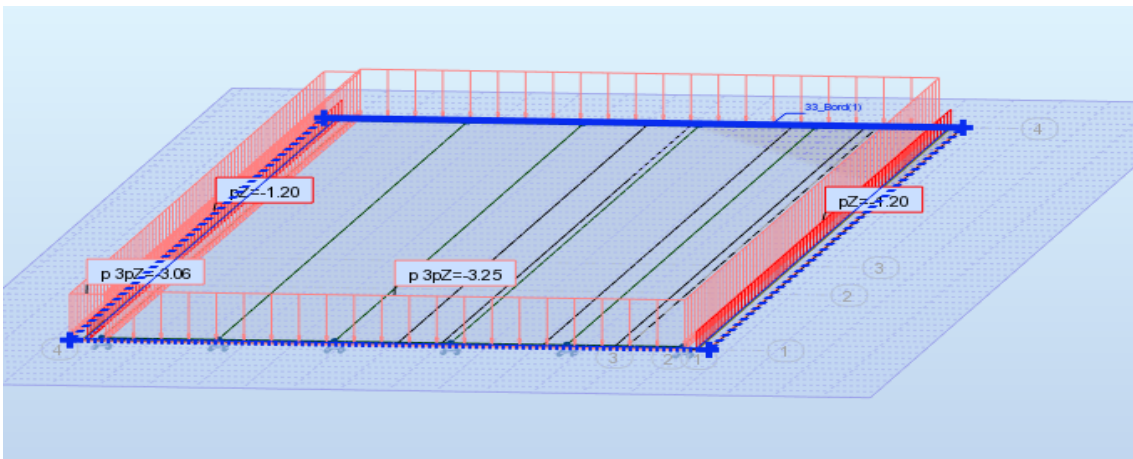


FIGURE 11.11 – Charges CCP

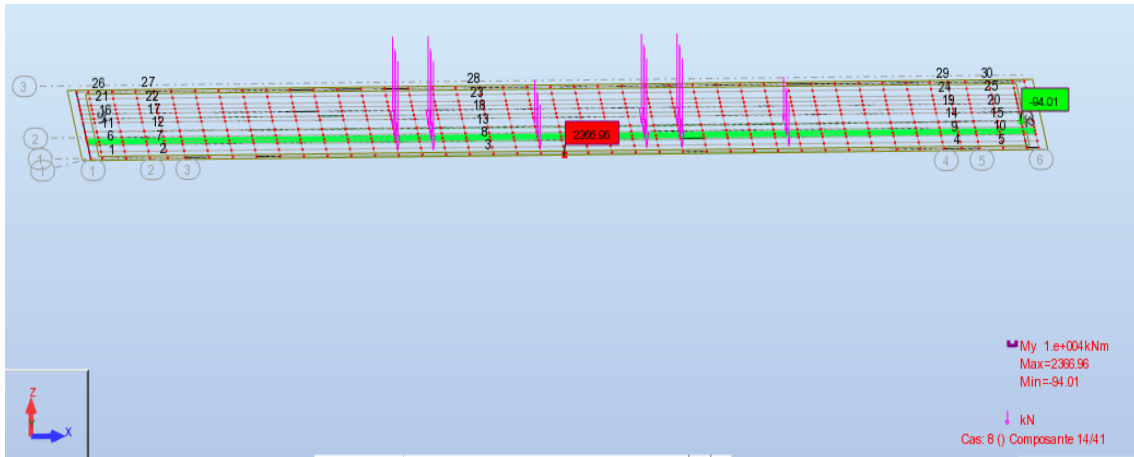


FIGURE 11.12 – Moment Max Longitudinale B_c

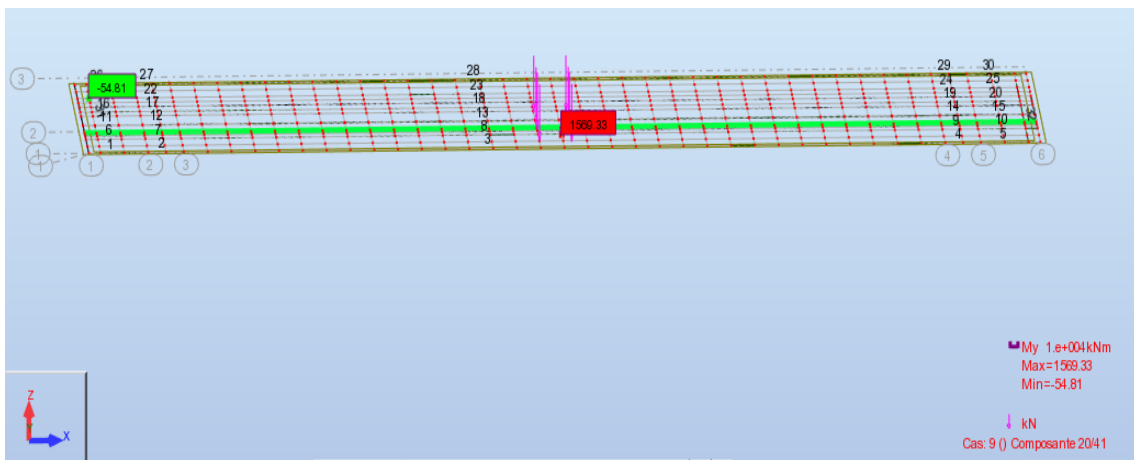


FIGURE 11.13 – Moment Max Longitudinale B_t

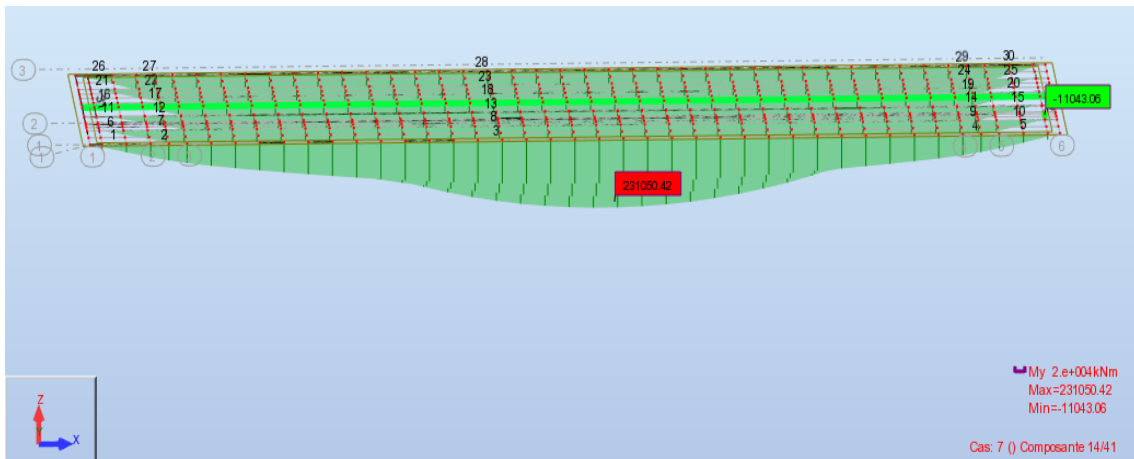


FIGURE 11.14 – Moment Max Longitudinale D240

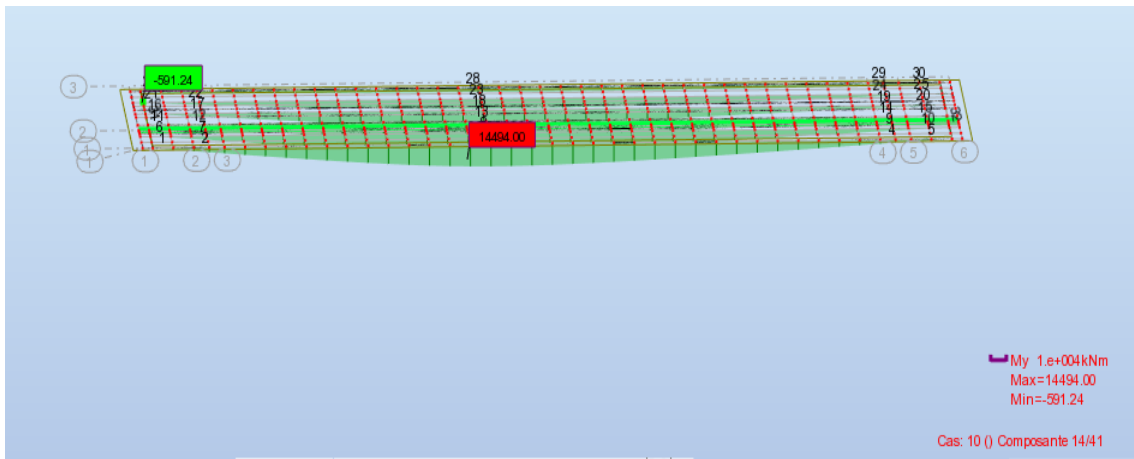


FIGURE 11.15 – Moment Max Longitudinale Mc120

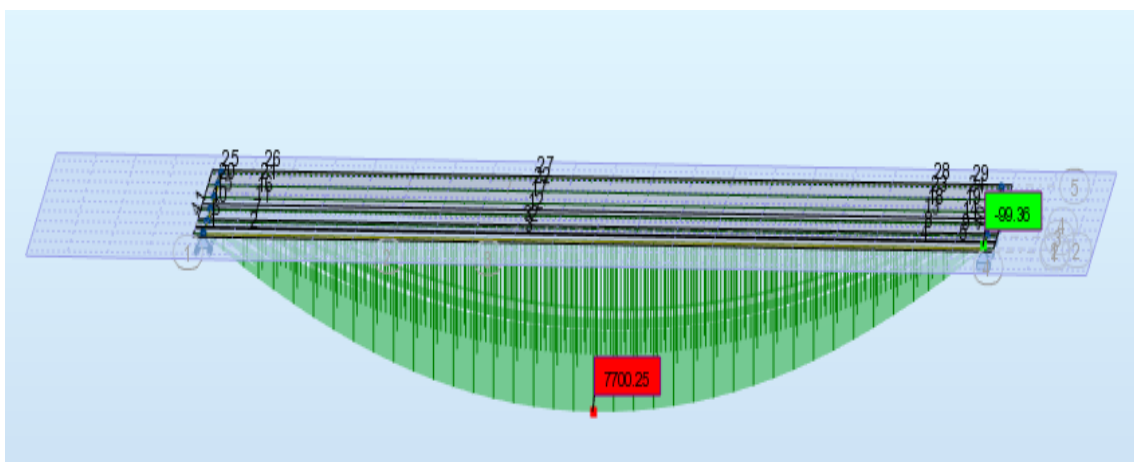


FIGURE 11.16 – Moment $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$

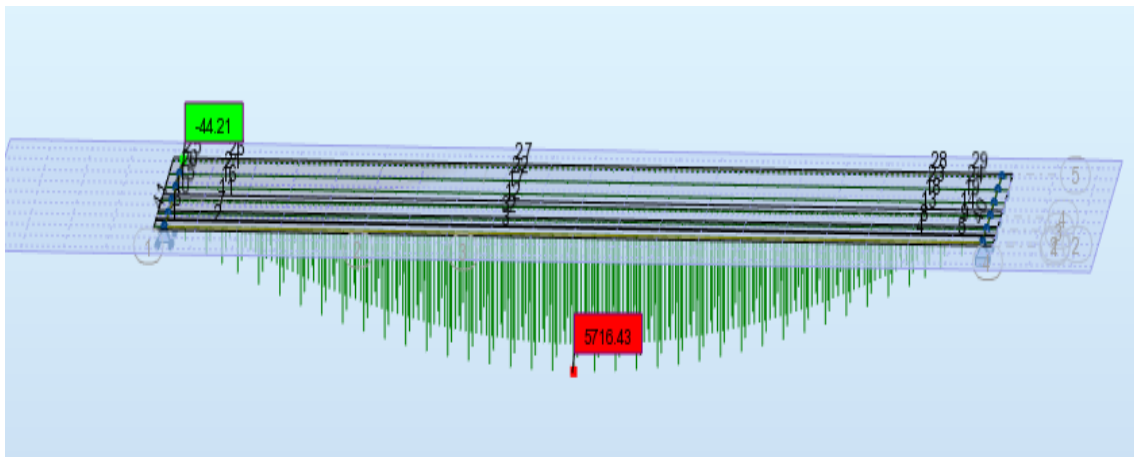


FIGURE 11.17 – Moment $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$

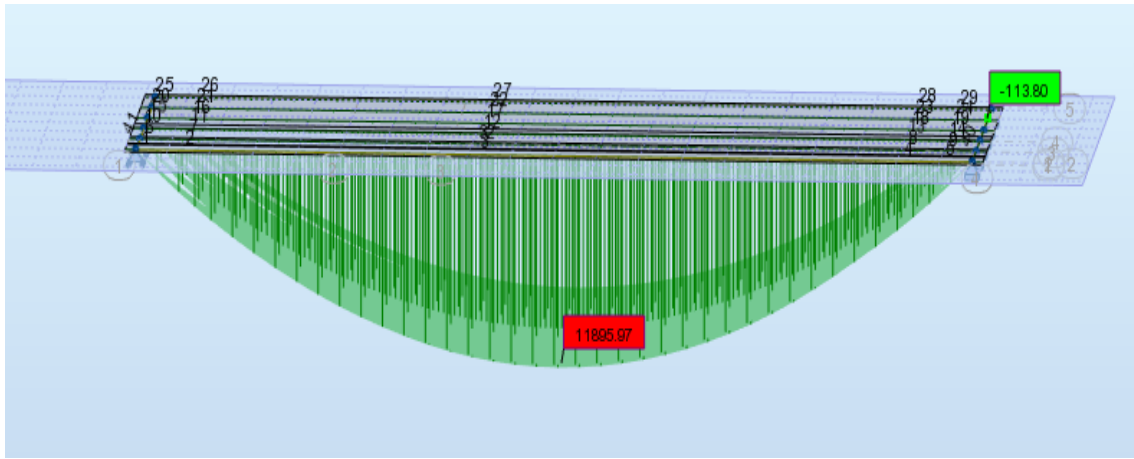


FIGURE 11.18 – Moment $G + D_{240} + 0.6T + 0.5\Delta\theta$

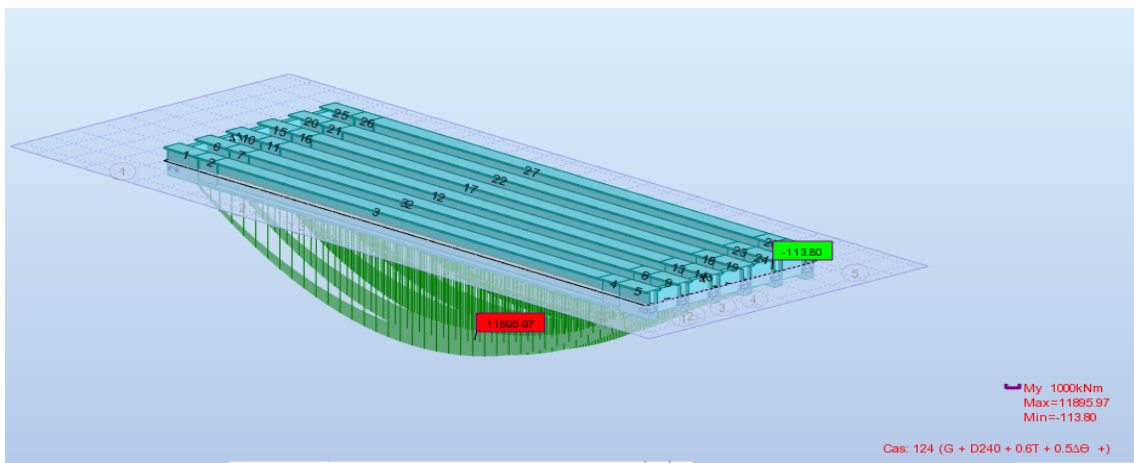


FIGURE 11.19 – Moment Max à l'ELS

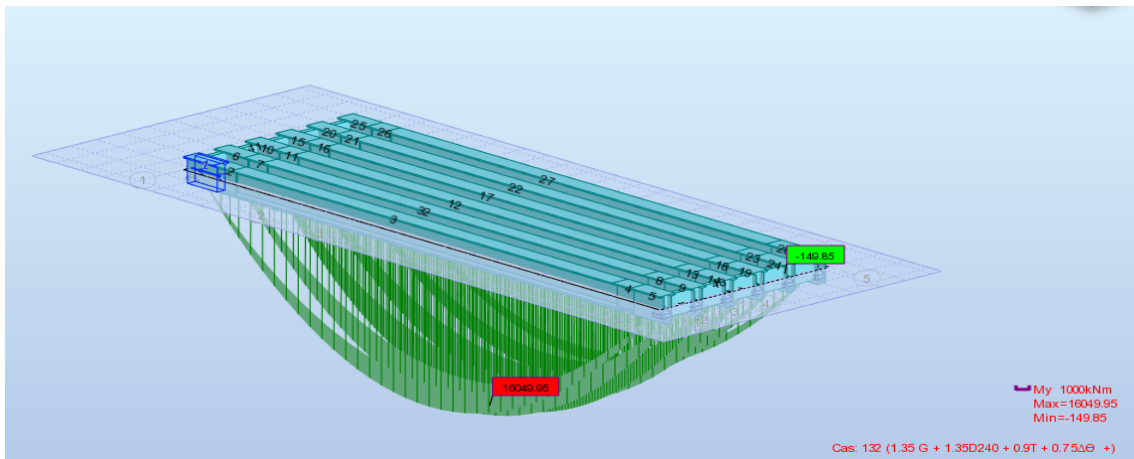


FIGURE 11.20 – Moment Max à l'ELU

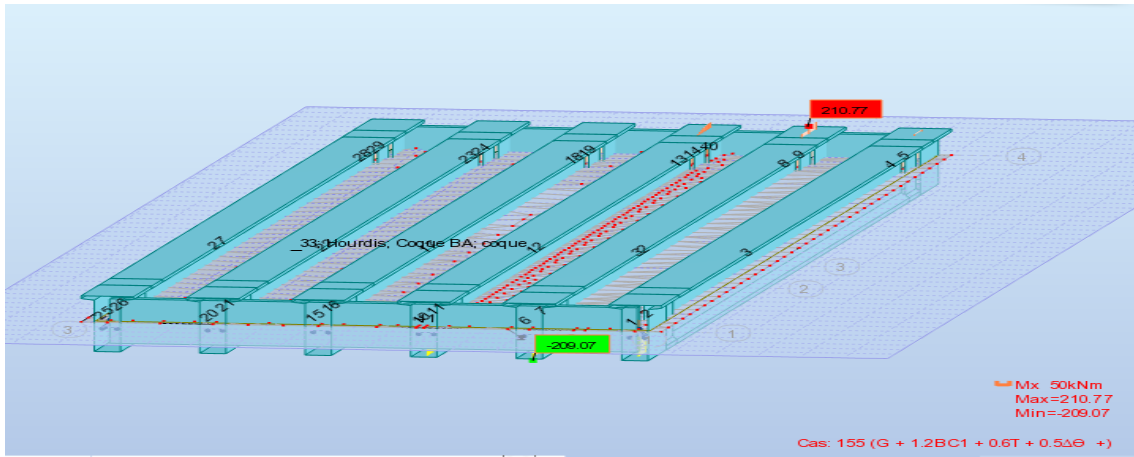


FIGURE 11.21 – Moment Max transversale à l'ELS

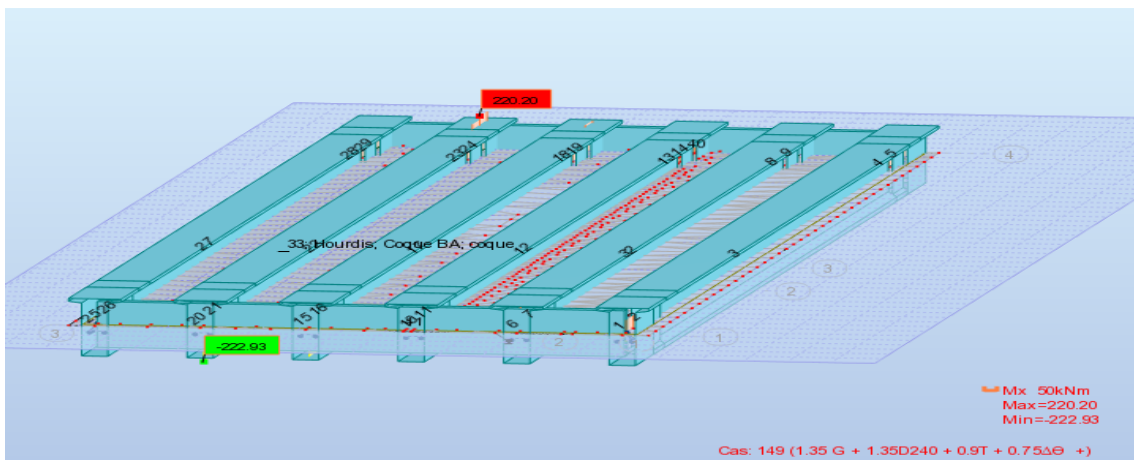


FIGURE 11.22 – Moment Max transversale à l'ELU

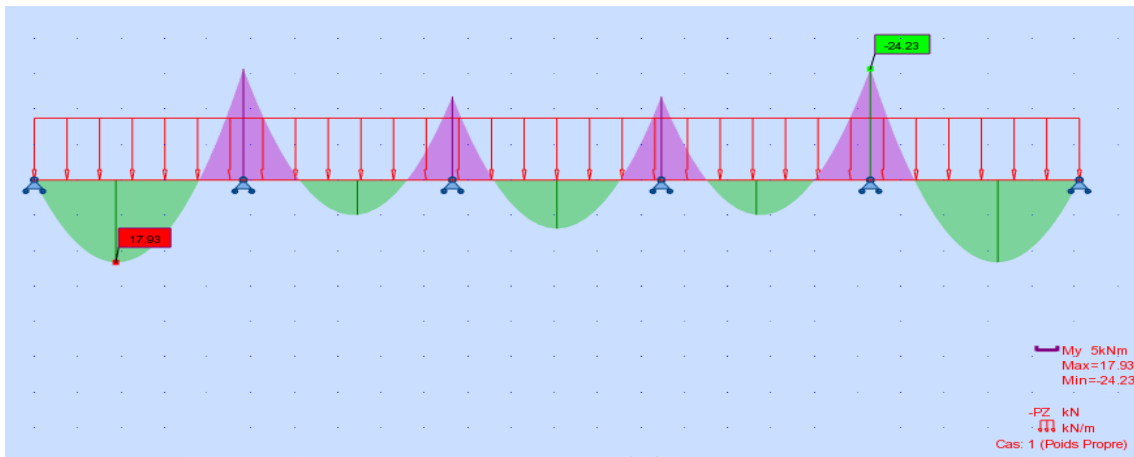


FIGURE 11.23 – Moment sous le poids propre de l'entretoise

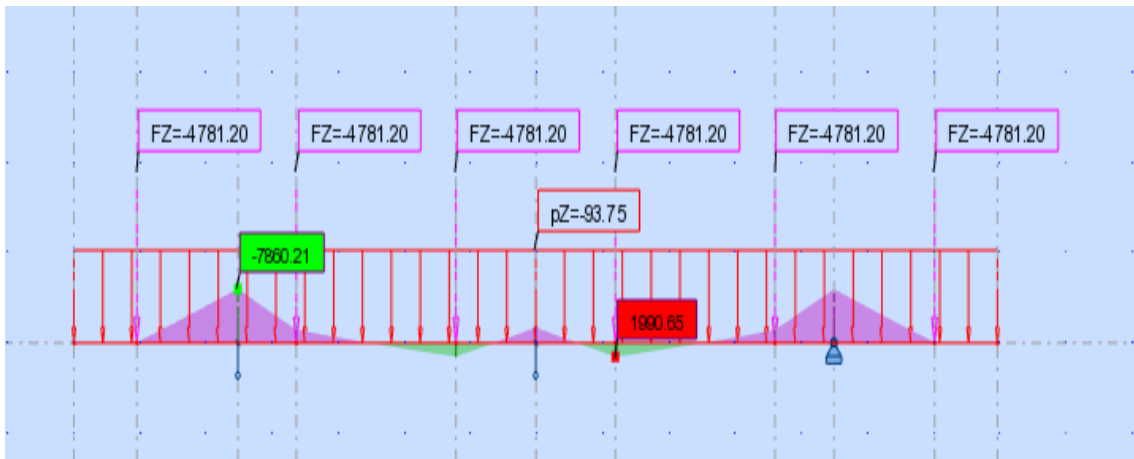


FIGURE 11.24 – Moment max du chevêtre

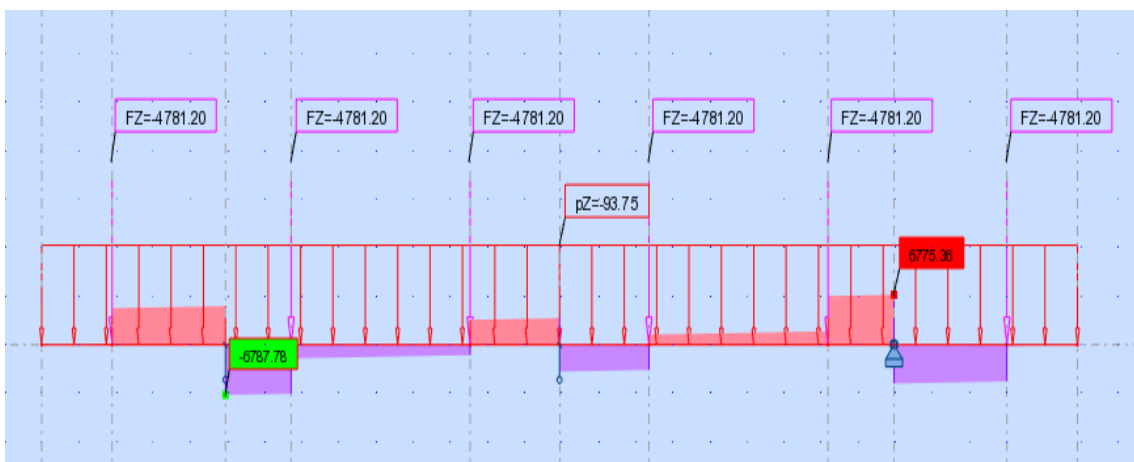


FIGURE 11.25 – Effort Tranchant max du chevêtre

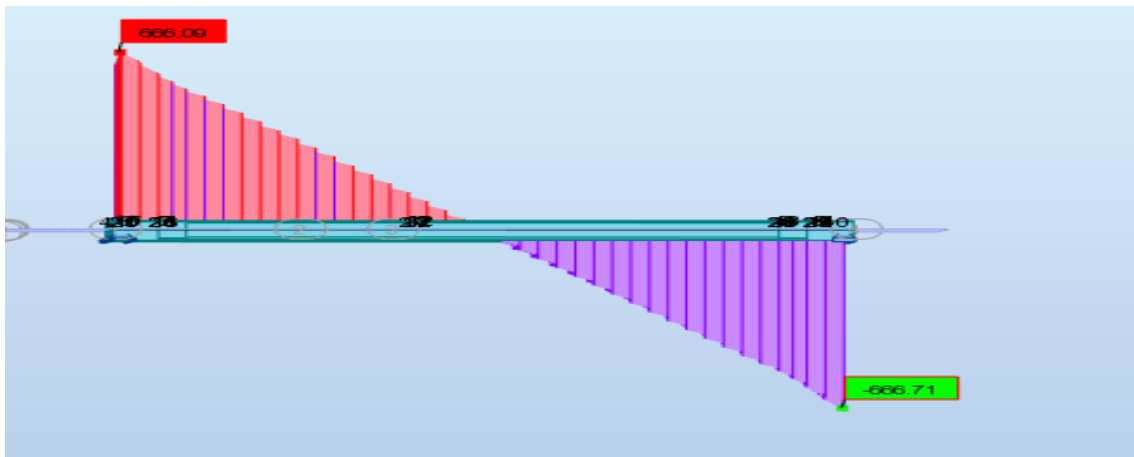
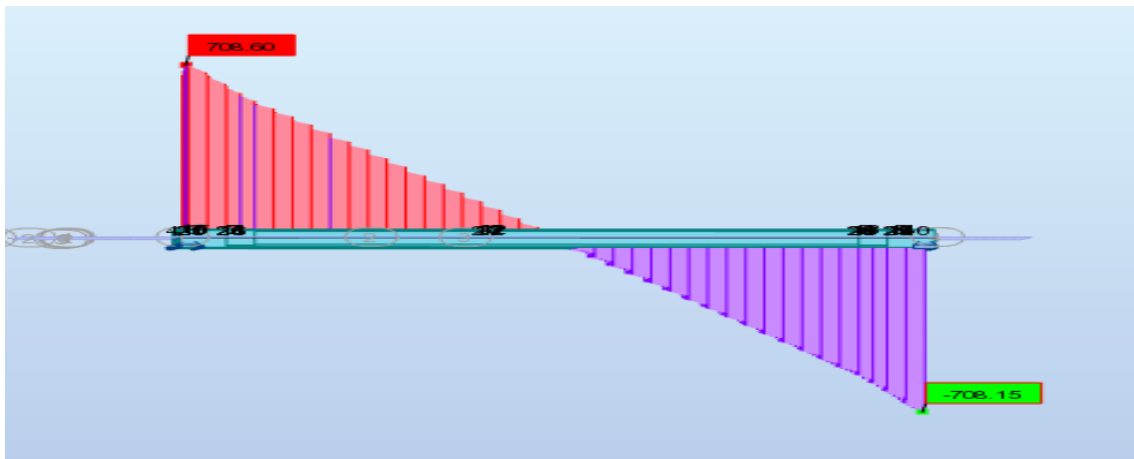
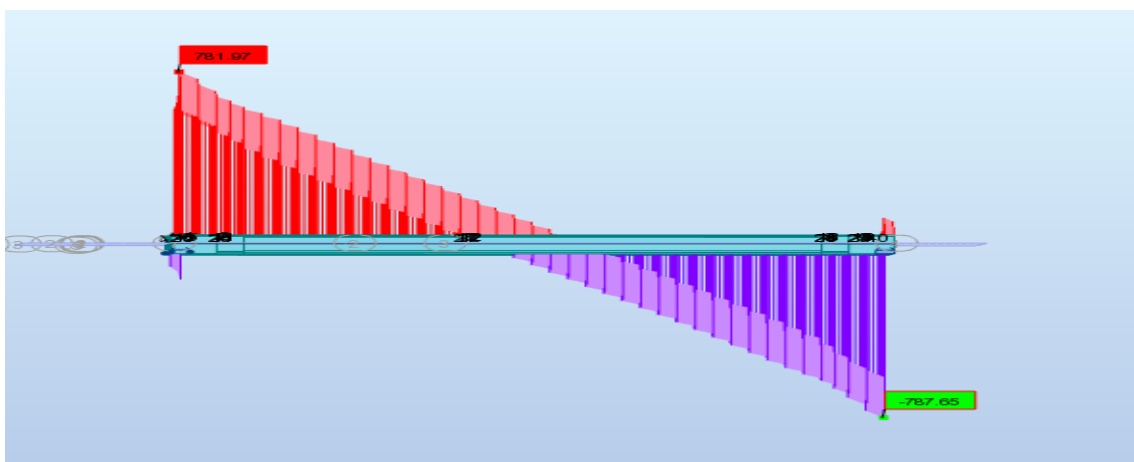
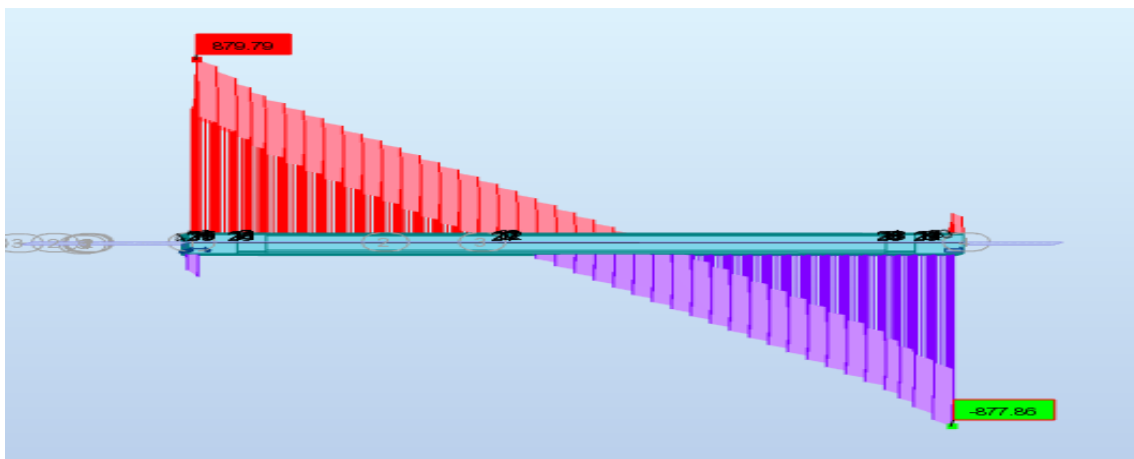


FIGURE 11.26 – Effort Tranchant $G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$

FIGURE 11.27 – Effort Tranchant $G + 1.2AL3 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ FIGURE 11.28 – Effort Tranchant $G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ FIGURE 11.29 – Effort Tranchant $G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$

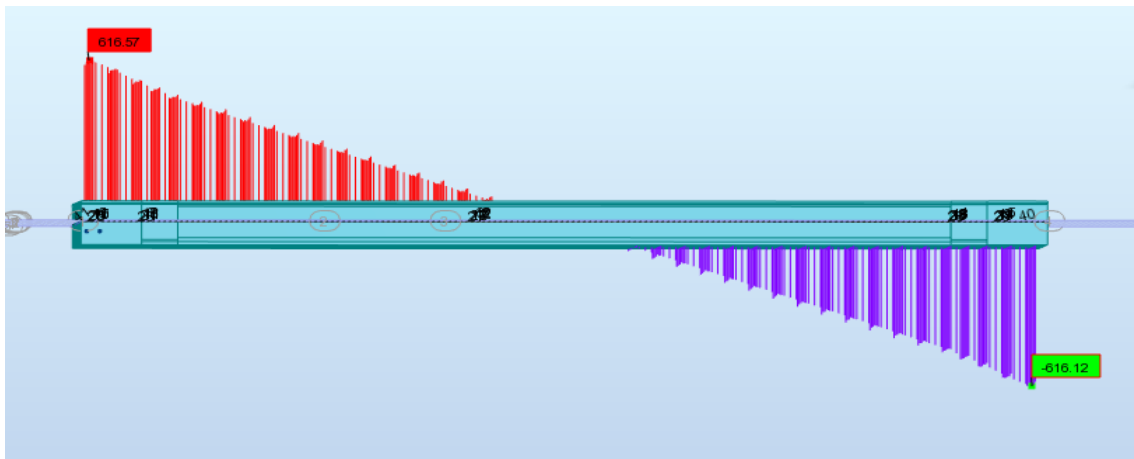
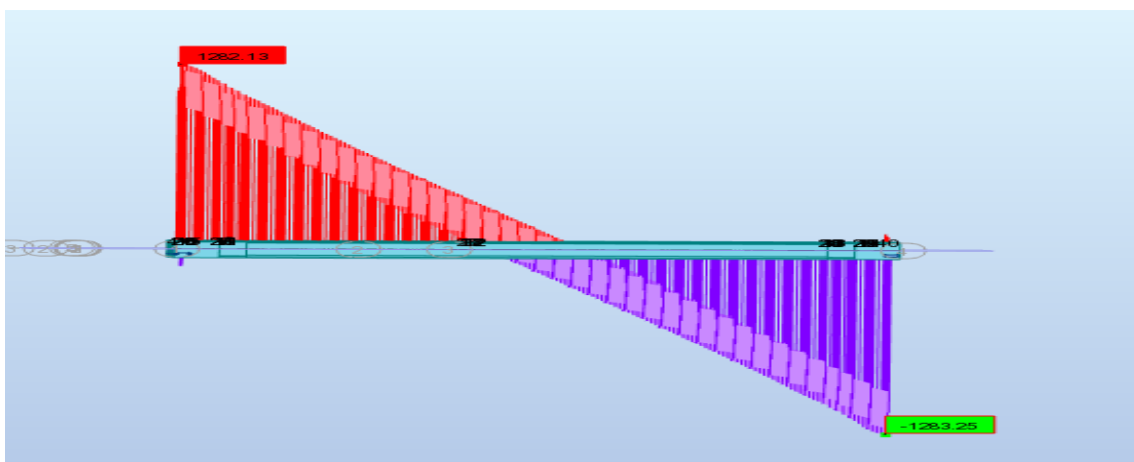
FIGURE 11.30 – Effort Tranchant $G + Mc_{120} + 0.6T + 0.5\Delta\theta$ 

FIGURE 11.31 – Effort Tranchant ELS Max

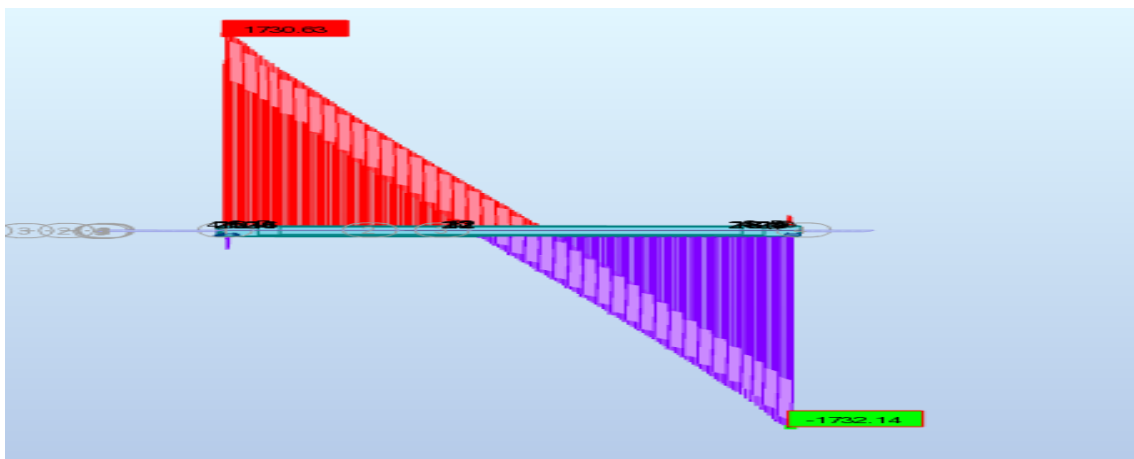


FIGURE 11.32 – Effort Tranchant ELU Max

Annexe C : La Précontrainte

Les sections nettes des trois sections sans ou avec hourdi sont calculé on utilisant logiciel Auto-Cad (la commande soustraction) pour soustraire les trous de passage les aciers de précontrainte de la section brute, après on fait sortir ses caractéristique mécanique qui sont Représenter Dans le Tableau ci-dessous :

| Section Médiane | | Section About | | Section About + Hourdis | |
|-----------------|----------------------|---------------|-----------------------|-------------------------|----------------------|
| Notations | Valeurs | Notations | Valeurs | Notations | Valeurs |
| d' | 0.2 m | d' | 1.8814 m ² | d' | 0.225 m ² |
| v | 1.0665 m | v | 1.0551m | v | 0.852 m |
| v' | 0.9335 m | v' | 0.9449 m | v' | 1.398 m |
| I_G | 0.332 m ⁴ | I_G | 0.462 m ⁴ | I_G | 0.934 m ⁴ |
| A | 0.635 m ² | A | 1.211 m ² | A | 1.784 m ² |
| ρ | 1.64 | ρ | 0.38 | ρ | 0.44 |
| i | 0.3519 | i | 0.3606 | i | 0.3606 |

TABLE 11.6 – Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques des sections 1

| Section Médiane + Hourdis | |
|---------------------------|----------------------|
| Notations | Valeurs |
| d' | 0.225 m ² |
| v | 0.852 m |
| v' | 1.398 m |
| I_G | 0.934 m ⁴ |
| B_{nette} | 1.784 m ² |
| ρ | 0.44 |
| i | 0.3606 |

TABLE 11.7 – Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques section d'about

| Étapes | | Étape 1 | | | | Étape 2 | | | |
|-----------------------------|----------------|----------|---------------|----------------|---------------|----------|---------------|----------------|---------------|
| Position | | 0 | $\frac{L}{4}$ | $\frac{3L}{8}$ | $\frac{L}{2}$ | 0 | $\frac{L}{4}$ | $\frac{3L}{8}$ | $\frac{L}{2}$ |
| Moment(MN.m) | | 0 | 2.82 | 3.52 | 3.76 | 0 | 2.82 | 3.52 | 3.76 |
| e (m) | | 0 | -0.67 | -0.83 | -0.89 | 0 | -0.67 | -0.83 | -0.89 |
| Contrainte de poids (Mpa) | σ_{sup} | 0 | 7.93 | 9.9 | 10.57 | 0 | 7.93 | 9.9 | 10.57 |
| | σ_{inf} | 0 | -9.05 | -11.3 | -12.07 | 0 | -10.05 | -12.3 | -13.07 |
| Contrainte de Précontrainte | σ_{sup} | 0 | -8.78 | -10.88 | -11.67 | 0 | -16 | -19.8 | -21.25 |
| | σ_{inf} | 0 | 10.2 | 12.42 | 13.31 | 0 | 14.26 | 17.62 | 19.26 |
| $\frac{P}{B_n}(MPa)$ | | 3.85 | 7.34 | 7.34 | 7.34 | 7.38 | 14.08 | 14.08 | 14.08 |
| $\sigma_{Total}(MPa)$ | σ_{sup} | 3.85 | 6.49 | 6.36 | 6.24 | 7.38 | 6.01 | 4.18 | 3.4 |
| | σ_{inf} | 3.85 | 8.49 | 8.46 | 8.58 | 7.38 | 18.29 | 19.38 | 20.27 |
| Observation | | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

TABLE 11.8 – Justification vis à vis des contraintes normales :

| Étapes | | Étape 3 | | | | Étape 4 | | | |
|-----------------------------|----------------|----------|---------------|----------------|---------------|----------|---------------|----------------|---------------|
| Position | | 0 | $\frac{L}{4}$ | $\frac{3L}{8}$ | $\frac{L}{2}$ | 0 | $\frac{L}{4}$ | $\frac{3L}{8}$ | $\frac{L}{2}$ |
| Moment(MN.m) | | 0 | 7.32 | 9.15 | 9.76 | 0 | 8.92 | 11.15 | 11.89 |
| e (m) | | -0.34 | -1.17 | -1.33 | -1.39 | -0.34 | -1.17 | -1.33 | -1.39 |
| Contrainte de poids (Mpa) | σ_{sup} | 0 | 7.24 | 9.04 | 9.64 | 0 | 8.81 | 11.02 | 11.75 |
| | σ_{inf} | 0 | -16.63 | -20.79 | -22.18 | 0 | -18.27 | -23.34 | -25.02 |
| Contrainte de Précontrainte | σ_{sup} | -2.79 | -9.61 | -10.92 | -11.42 | -1.83 | -6.29 | -7.15 | -7.47 |
| | σ_{inf} | 6.42 | 22.09 | 25.11 | 26.25 | 4.2 | 14.46 | 16.44 | 17.18 |
| $\frac{P}{B_n}(MPa)$ | | 4.66 | 6.88 | 6.88 | 6.88 | 3.05 | 4.51 | 4.51 | 4.51 |
| $\sigma_{Total}(MPa)$ | σ_{sup} | 1.87 | 4.51 | 5 | 5.1 | 1.22 | 7.03 | 8.31 | 8.79 |
| | σ_{inf} | 11.08 | 12.43 | 11.2 | 10.95 | 7.25 | 0.7 | -2.39 | -3.33 |
| Observation | | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

TABLE 11.9 – Justification vis à vis des contraintes normales :

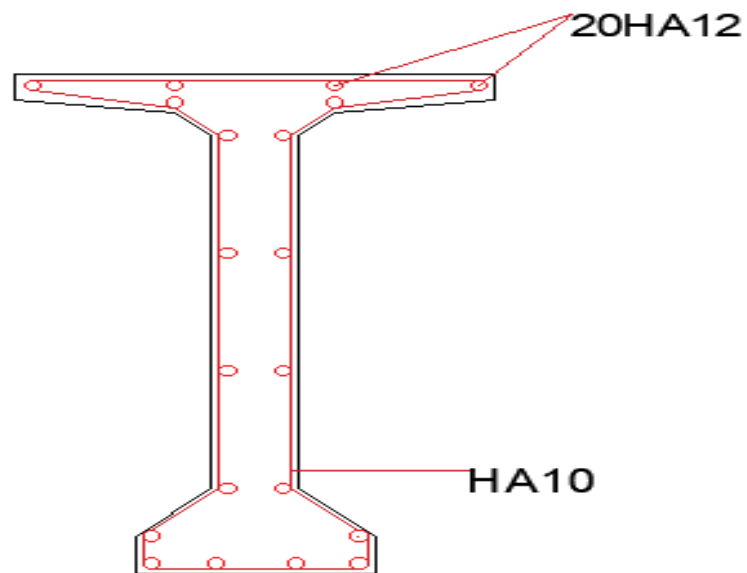


FIGURE 11.33 – Ferrailage de la poutre (Section Médiane)

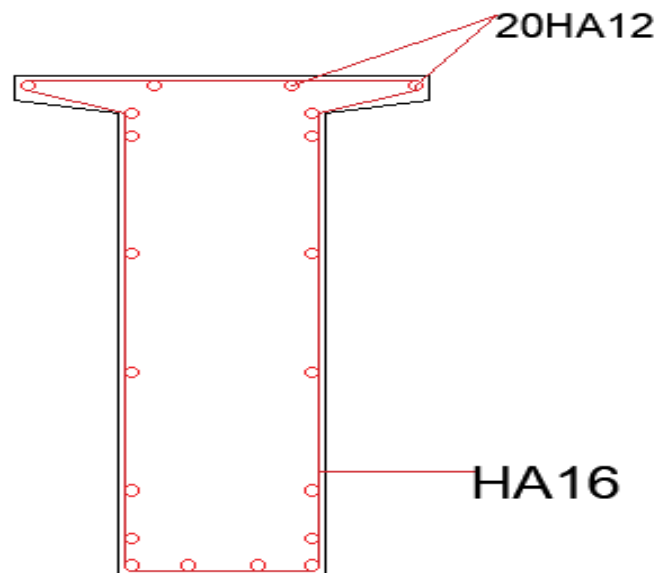


FIGURE 11.34 – Ferrailage de la poutre (Section d'About)

Annexe D : Étude de la Dalle et Infrastructure

Partie 01 : Résultats Du Calcul Pour l'étude de la Dalle :

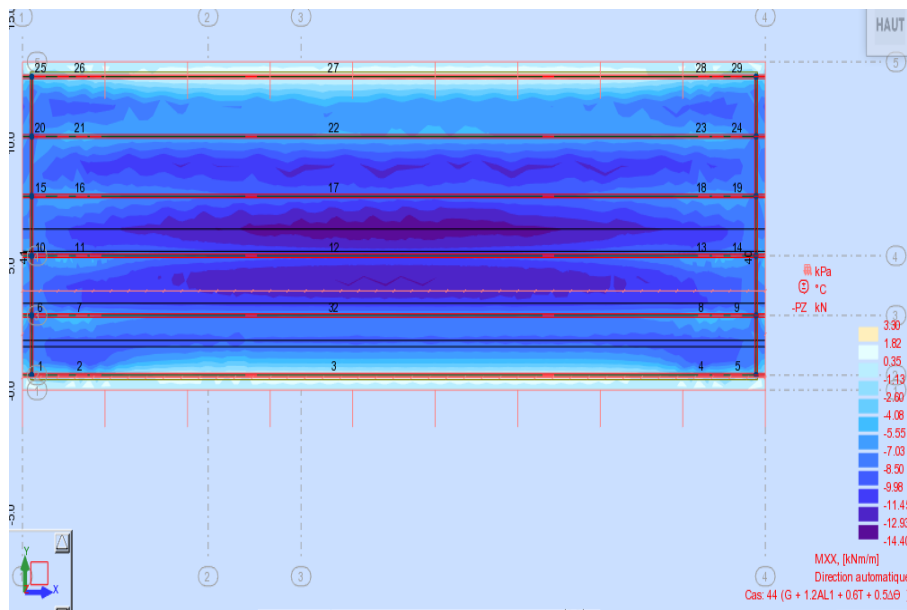


FIGURE 11.35 – Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2AL1$

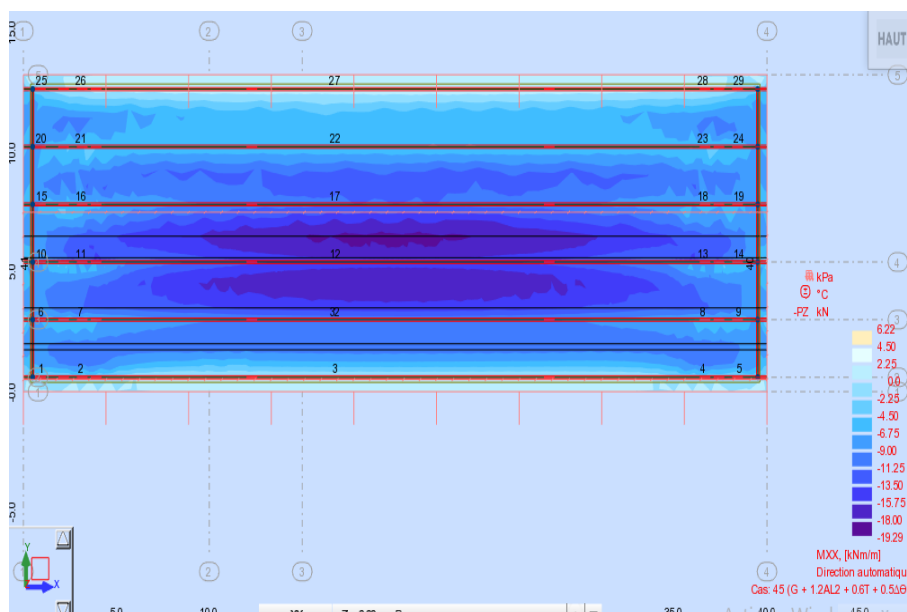


FIGURE 11.36 – Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2AL2$

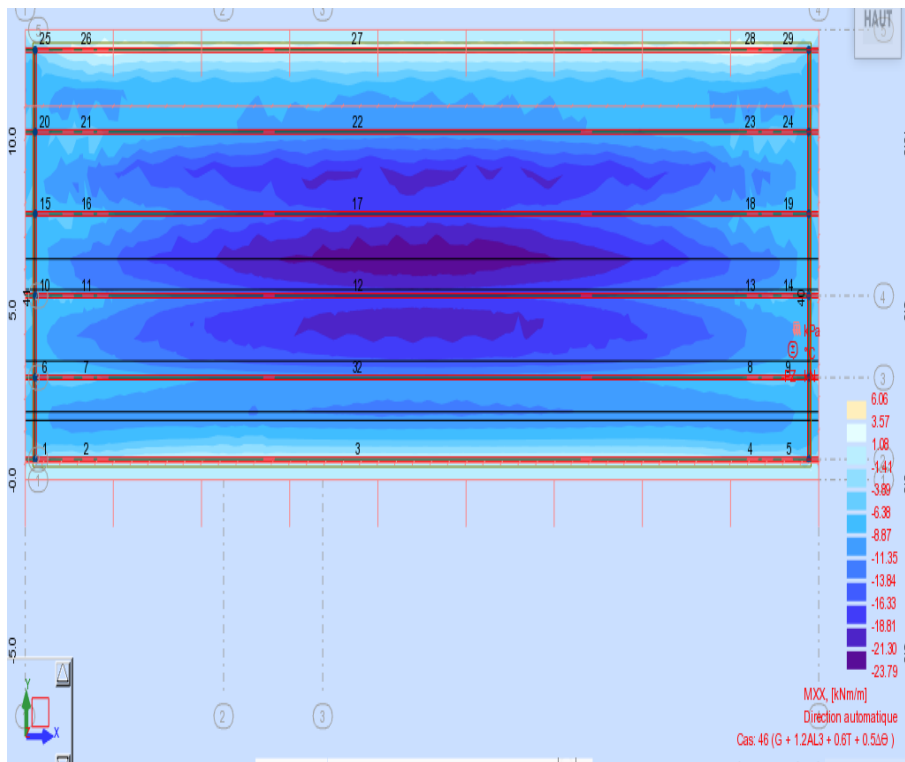


FIGURE 11.37 – Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2AL3$

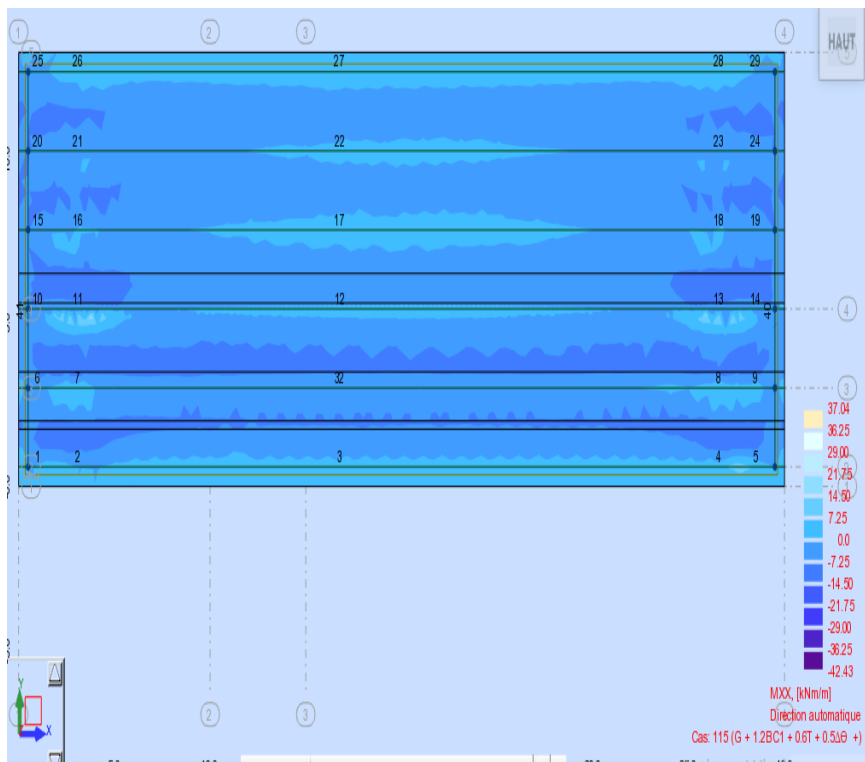


FIGURE 11.38 – Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2Bc1$

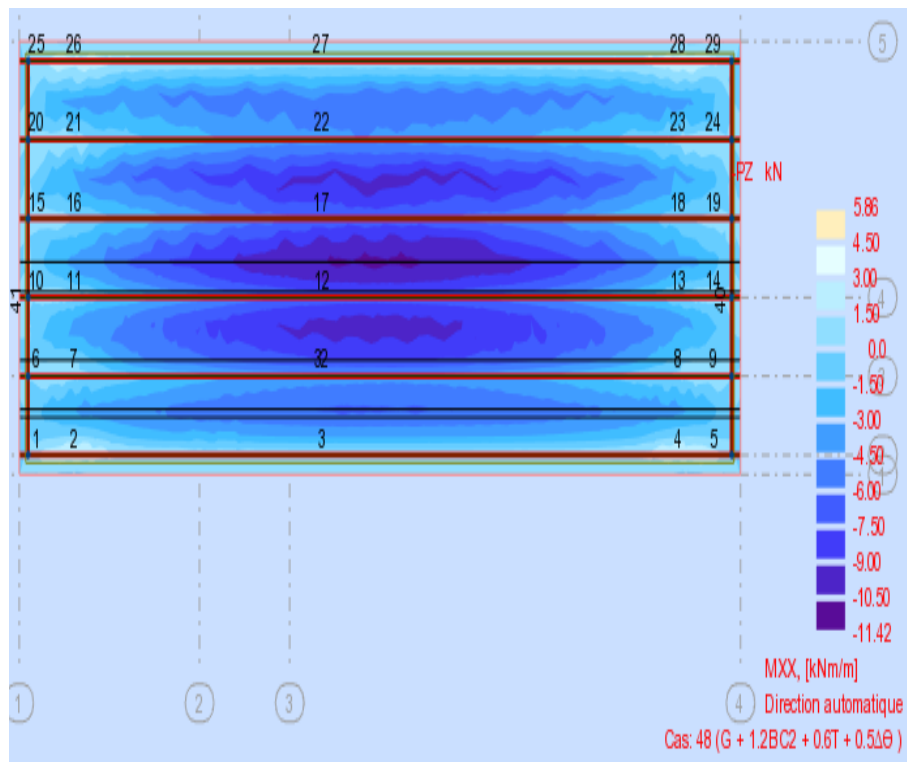


FIGURE 11.39 – Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2Bc2$

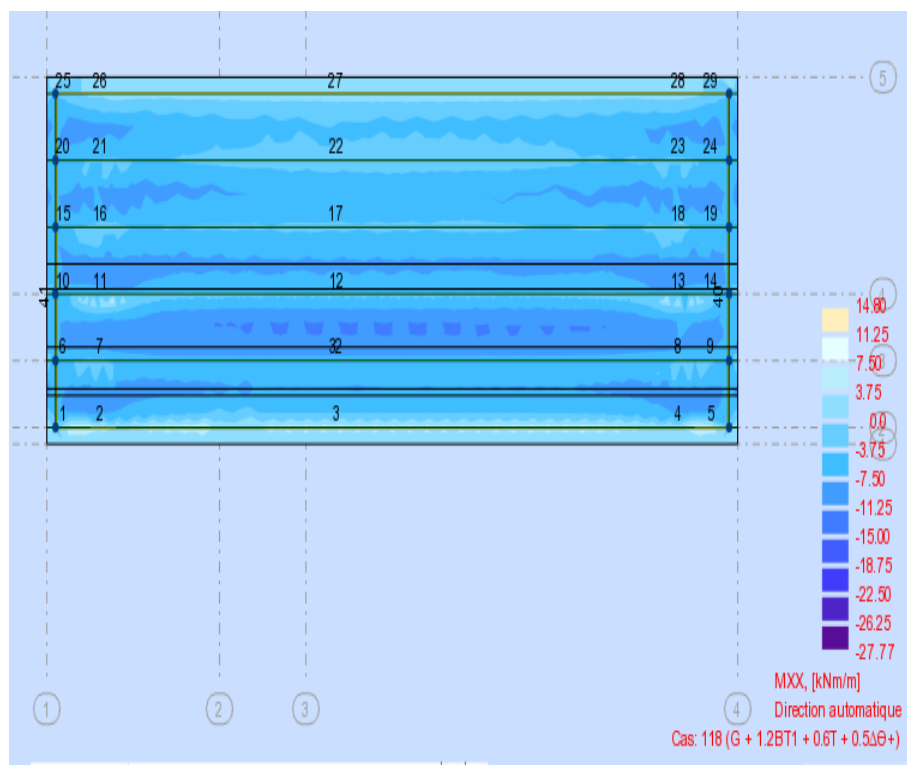


FIGURE 11.40 – Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2Bt1$

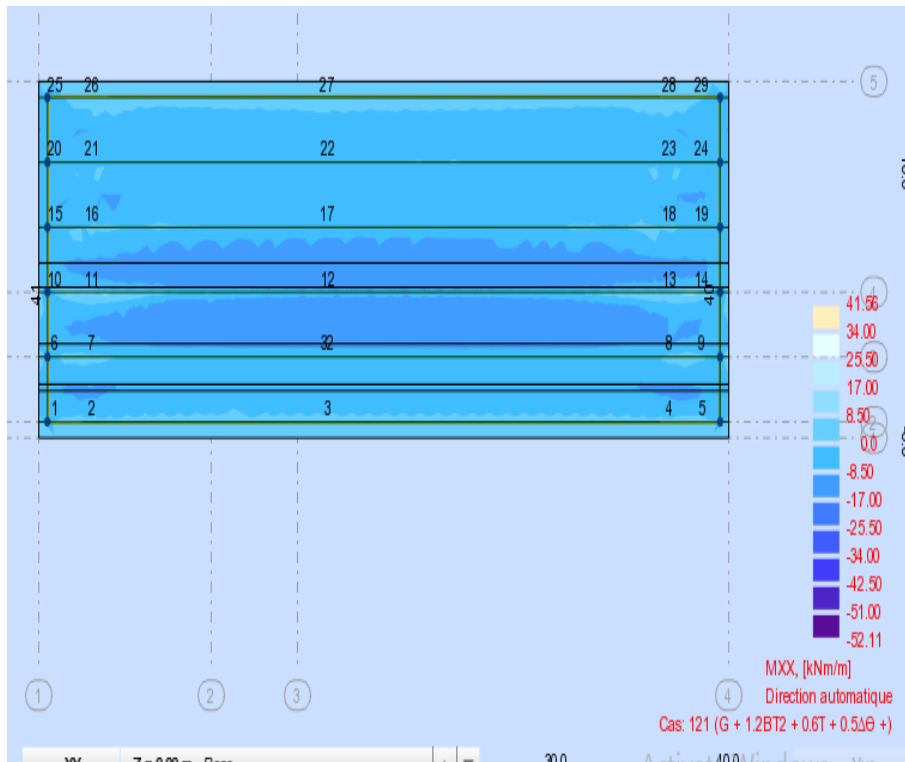


FIGURE 11.41 – Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2Bt2$

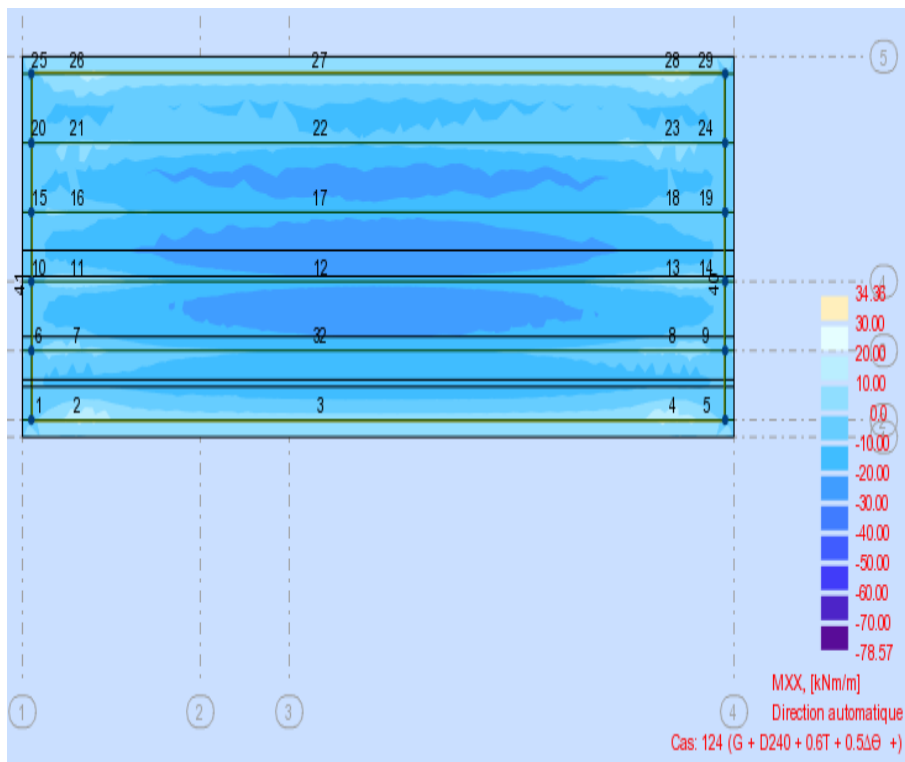


FIGURE 11.42 – Moment M_{xx} de la combinaison $G + 1.2D240$

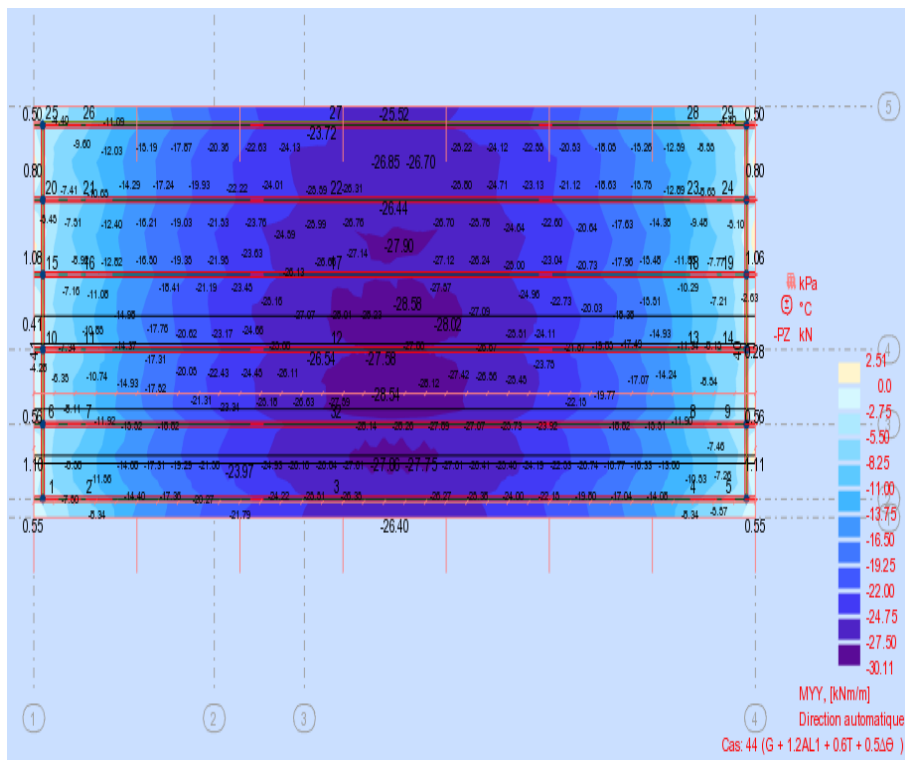


FIGURE 11.43 – Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2AL2$

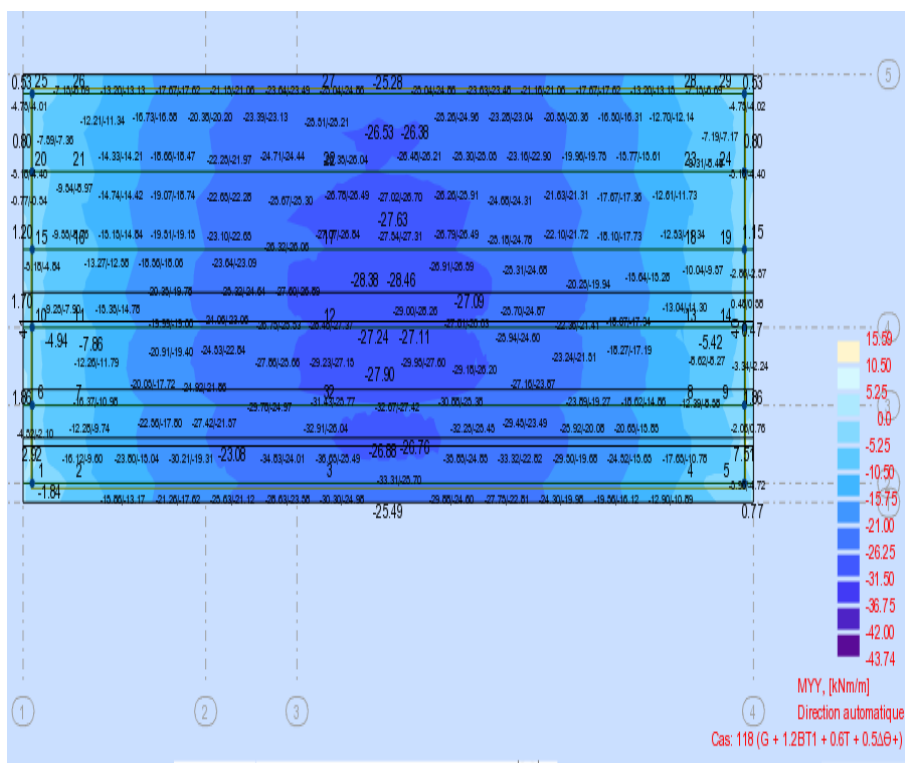


FIGURE 11.44 – Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2Bt1$

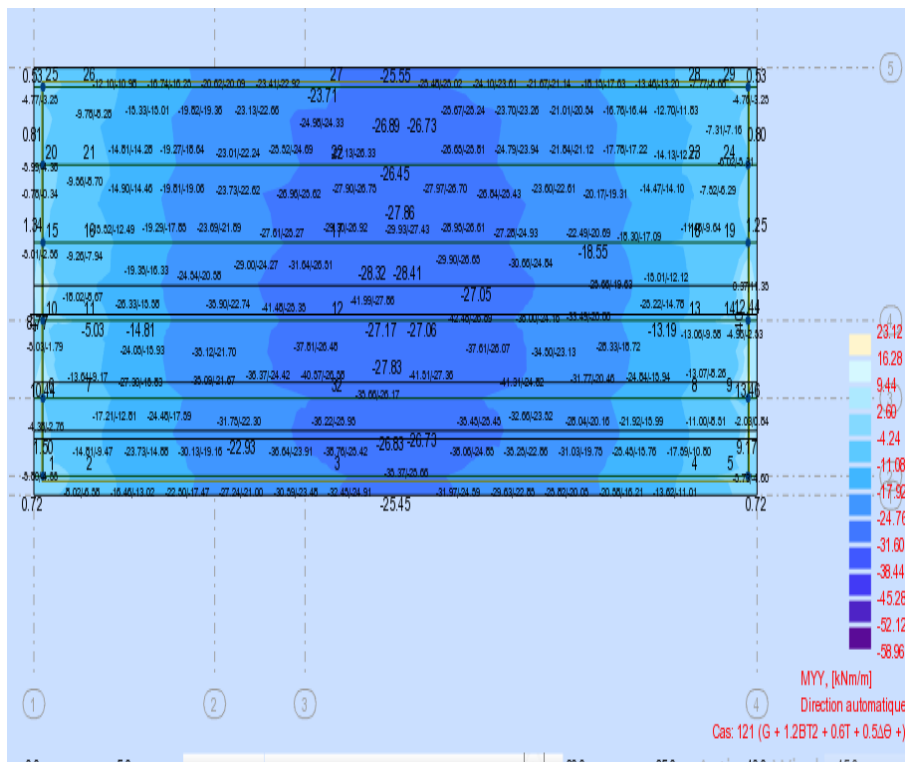


FIGURE 11.45 – Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2Bt2$

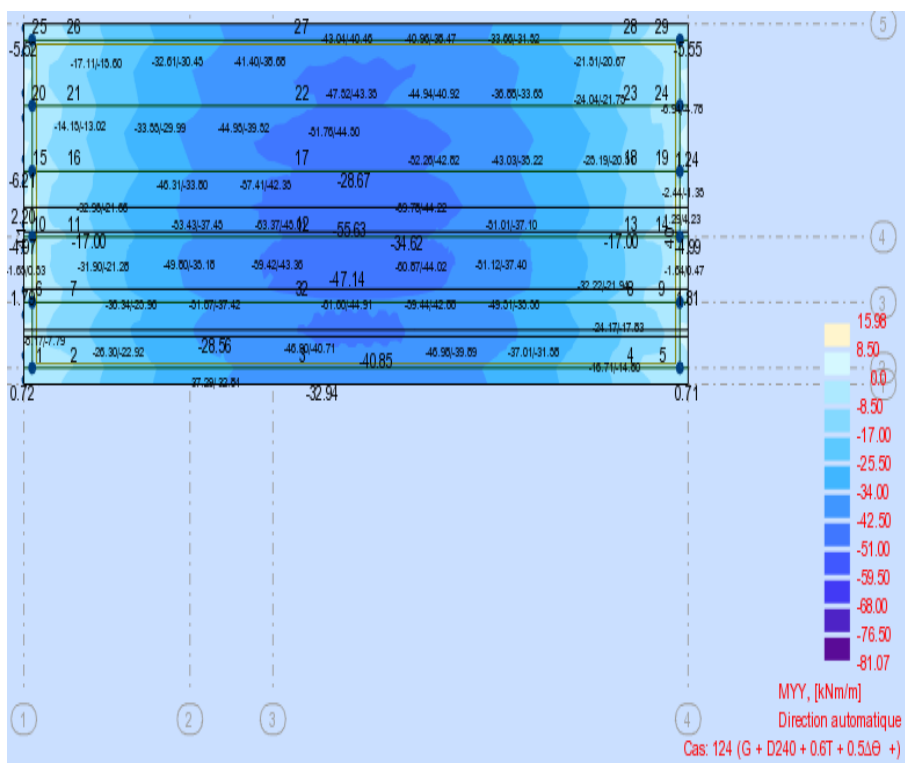


FIGURE 11.46 – Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2D240$

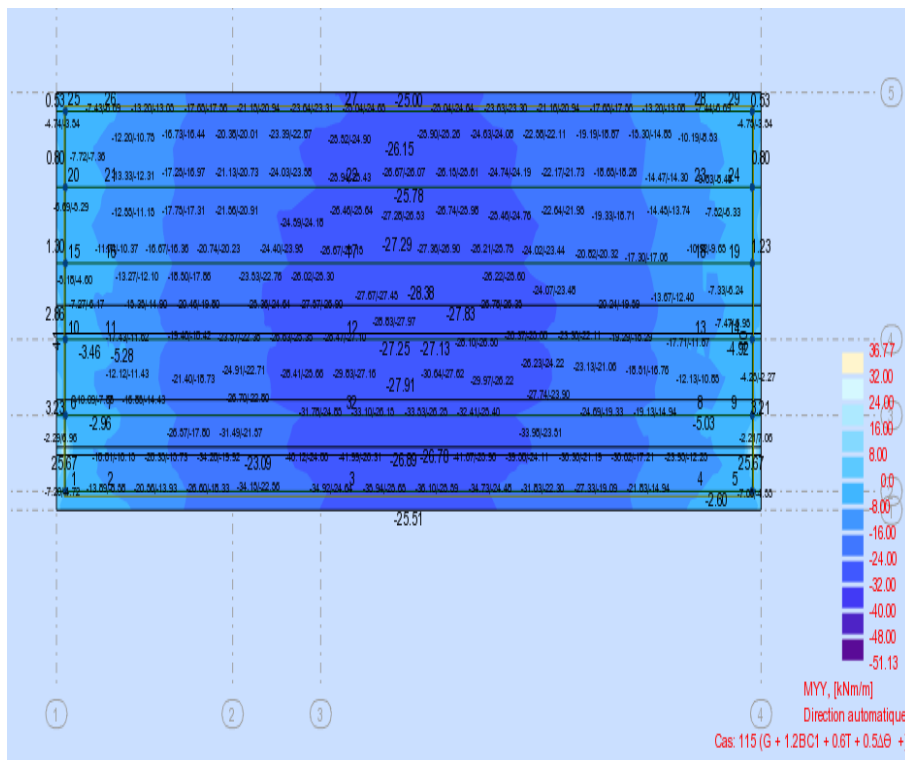


FIGURE 11.47 – Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2Bc1$

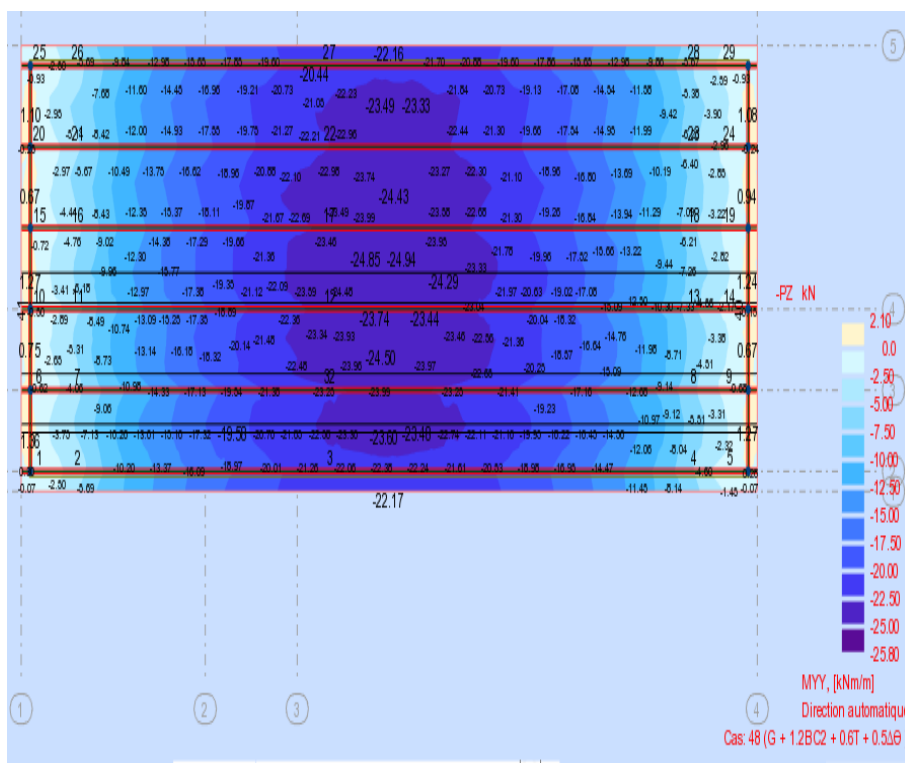


FIGURE 11.48 – Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2Bc2$

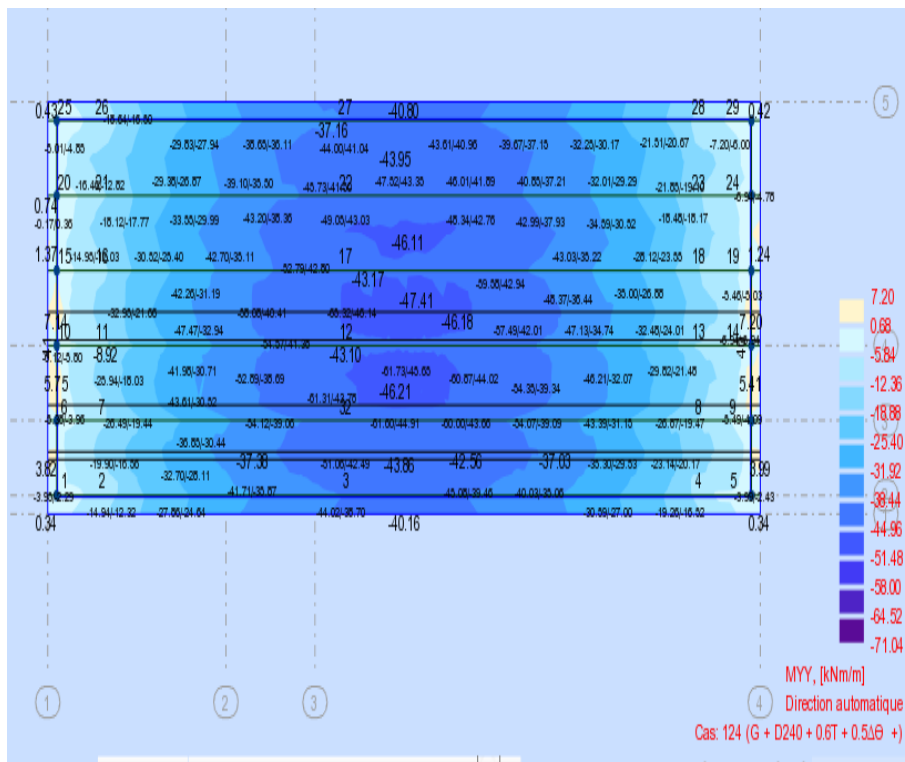


FIGURE 11.49 – Moment M_{yy} de la combinaison $G + 1.2D240$

11.8 Partie 02 : Étude de l'infrastructure

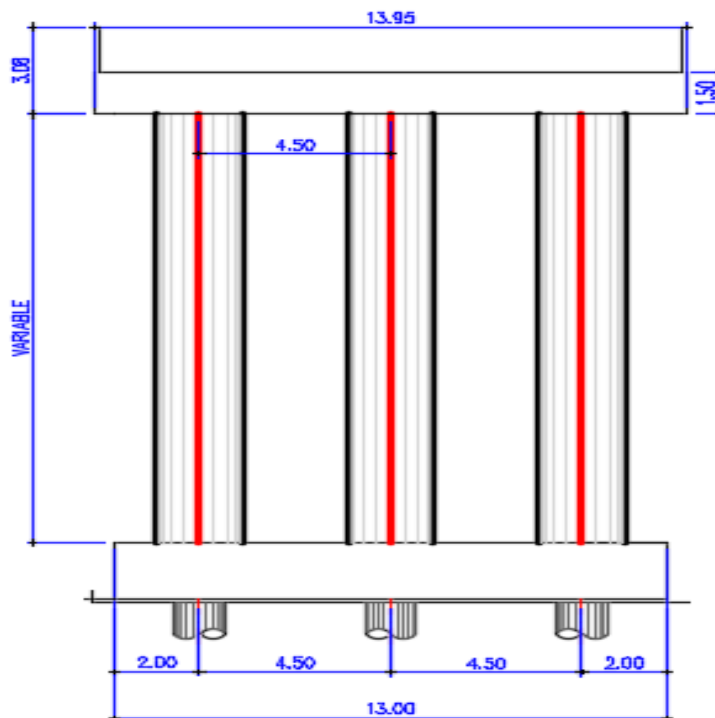


FIGURE 11.50 – Shémas d'une Pile

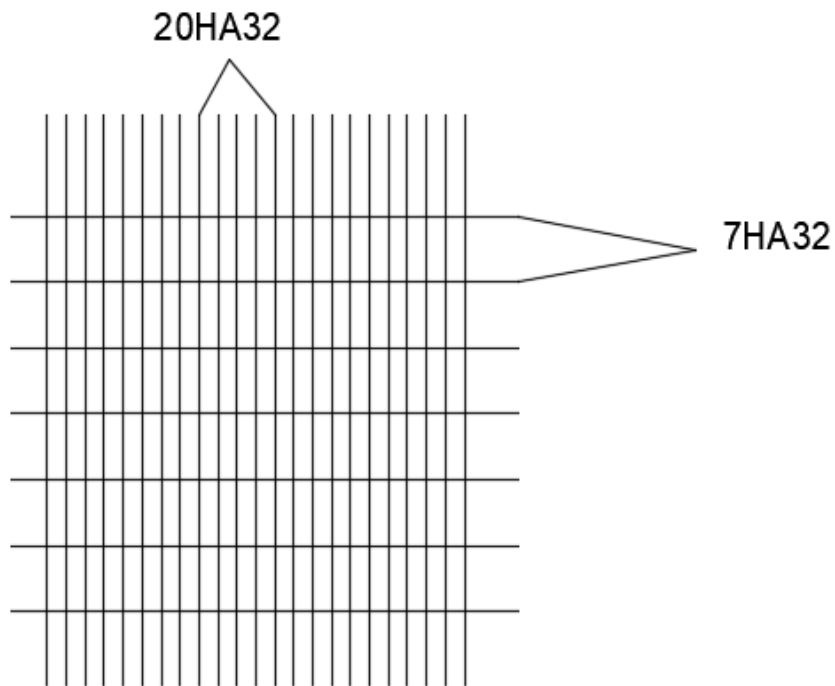


FIGURE 11.51 – Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle

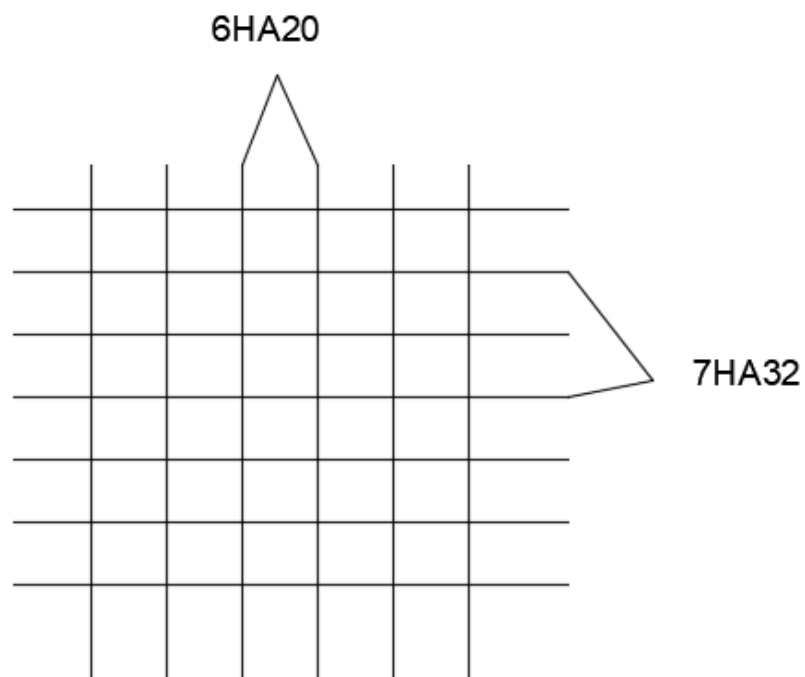


FIGURE 11.52 – Ferrailage de la nappe supérieur de la semelle

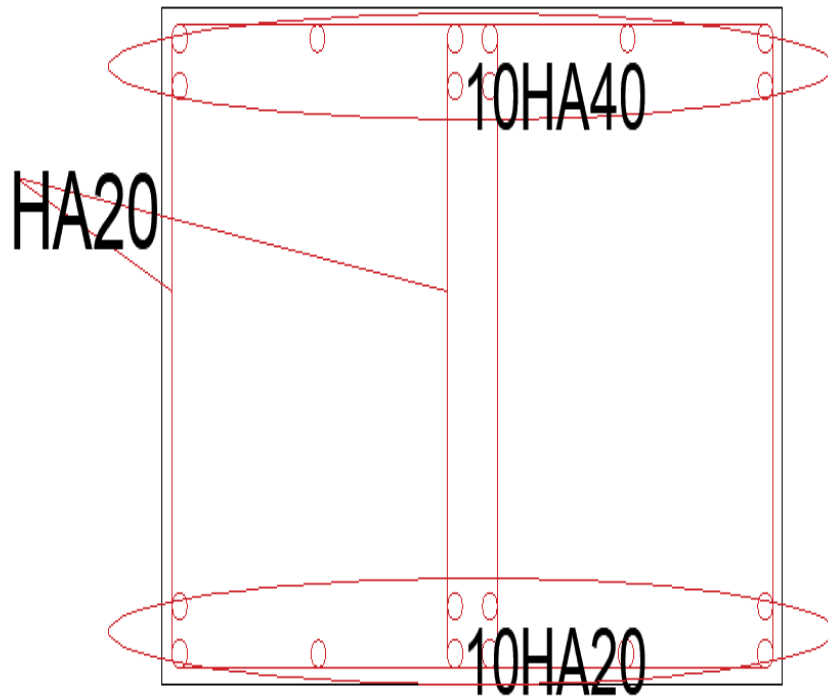


FIGURE 11.53 – Vue en plan du ferrailage du chevêtre

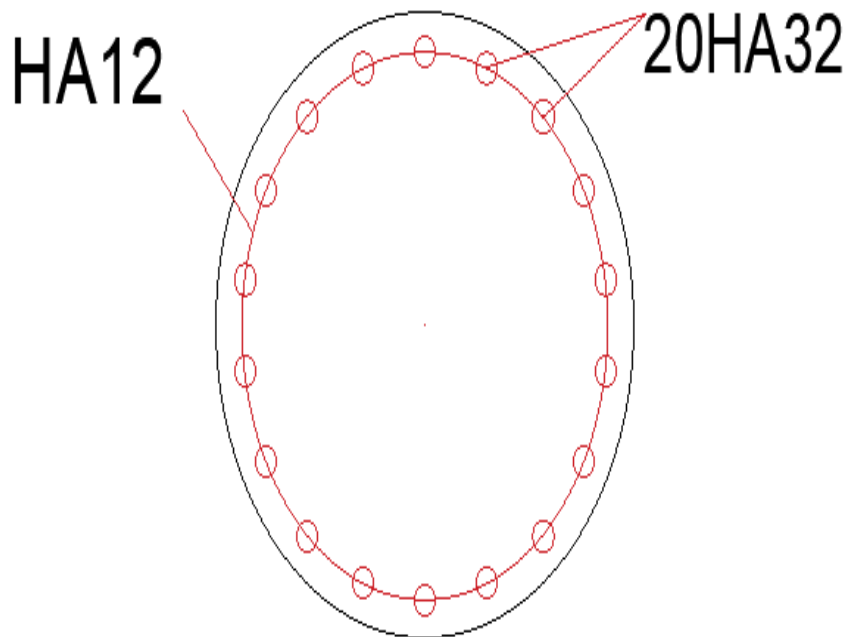


FIGURE 11.54 – Ferrailage 2D du pieu

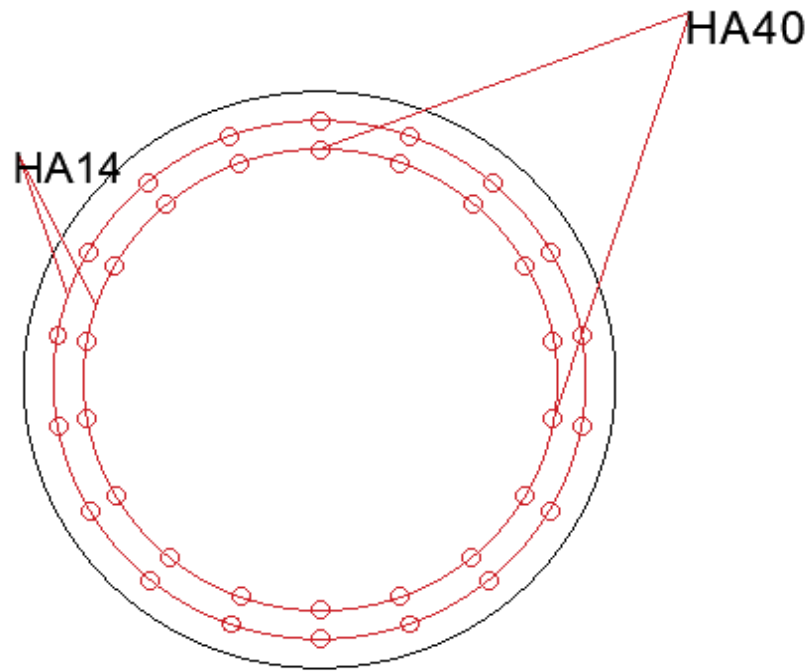


FIGURE 11.55 – Ferrailage 2D du Fut

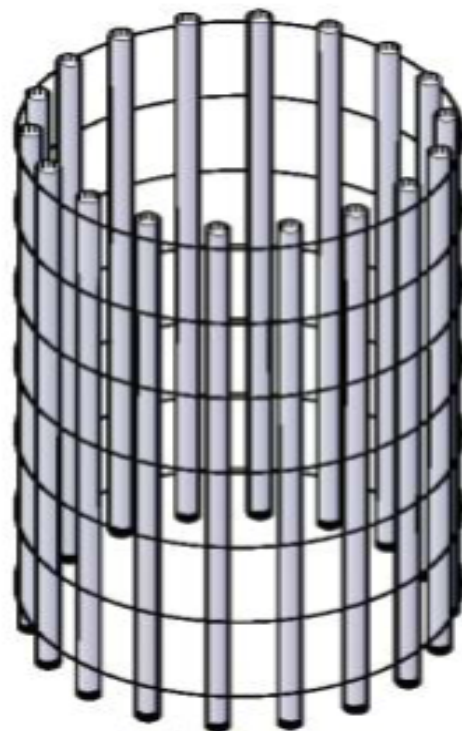


FIGURE 11.56 – Vue 3D du Pieu

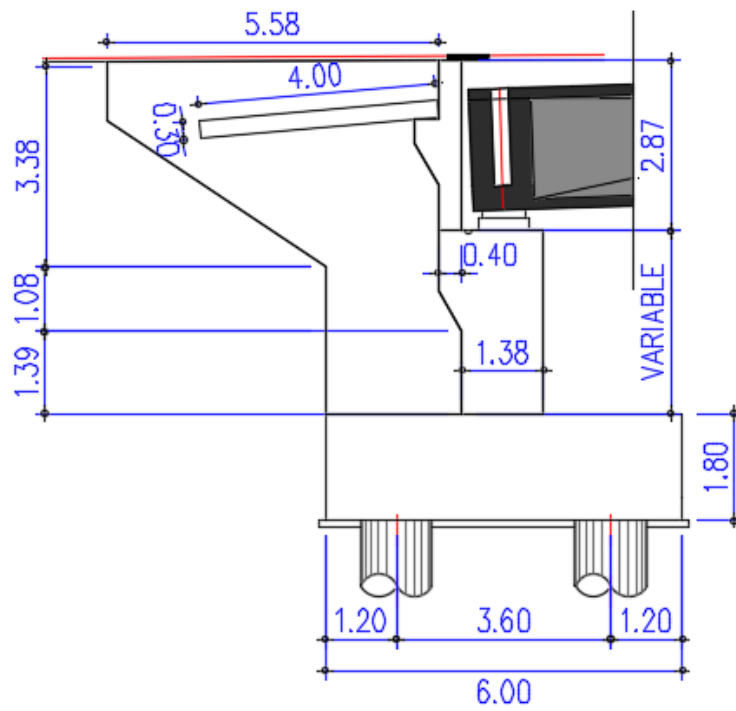


FIGURE 11.57 – Schéma Représentative De La culée