République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V104 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN-DJEN A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DE LA VILLE D'EL EULMA

Présenté par :
MOKHTARI SAAD EDDINE
OUCHAOUCHI AMINE

Encadré par :
Mr :BOULAKAKEZ ALI

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENT

Nous exprimons avant tout notre parfaites gratitudes et sincère dévouement à **ALLAH** (que son Nom soit glorifié) qui nous a guidé et sans lui nous n'aurions jamais été sur la bonne voie.

Nous tenons à remercier chaleureusement **Mr BOULAKAKEZ ALI** pour son encadrement exceptionnel, à son soutient incessant et à son encouragement permanent.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions tout personnel et ingénieur de **l'ADA** particulièrement **Mr BELADOUI RACHIK** chef du projet et **Mr BENMESSAOUD FOUAD** et **Mme KHAMMAR** pour leur précieuses aides techniques ainsi que leur confortable accueille.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères au **Mr BABAKHOYA YOUCEF** ingénieur spécialisé en ouvrage d`art pour avoir répondu à nos questions le cas échéant avec patience et force d'explication.

Nous remercions aussi tous les enseignants de **l`ENSTP** ainsi que le personnel de l`administration qui nous ont beaucoup faciliter notre travail.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents ma chère mè*re qui m'a soutenue durant tous mes années d`études elle m`a motivé sans cesser elle est toujours restée à mes cotes dans les moments les plus compliqués de ma vie je vous remercie pour l`amour que vous me portez depuis mon enfance*

Mon père *mon meilleur ami aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect mon amour éternel et ma considération pour vos sacrifices que vous avez consenti pour mon succès ma réussite sera le fruit de longues années de privation pour m`aider à avancer dans la vie*

Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutient permanent venu de votre part puise dieu le très puissant, vous accorder la santé, le bonheur et longue vie.

A ***ma sœur*** *et ses étoiles* ***AYA*** *et* ***ABDERAHIM,*** *mes frères* ***MOHAMED*** *et* ***ZAKARIA****, je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez et un brillant avenir.*

A mon cher binôme ***MOKHTARI SAAD EDDINE*** *et tout sa famille.*

Aux personnels de l`administration du département DIB particulièrement* ***Mme MAKOUDI*** *et* ***Mme BOUREBIA*** *ils m`ont toujours orienter merci pour votre générosité.

A mes amis d`enfance* ***SAMIR****,* ***ANIS*** *et* ***YOUNES****, mes amis de l`ENPO ***ABDERAHMANE*** *et* ***MOUNDER*** *et ceux de l`ENSTP que j`ai partagé avec eux des bons moments et souvenirs inoubliables ils m'ont accompagné durant mon cursus d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude :*

CHAKIB,AYMENE, YOUNES, KHEYREDDINE, AHMED, YACINE,MAROUAN,SIDOU,ABDELHAK et DJABER.

AMINE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents ma chère mè*re qui m'a soutenue durant tous mes années d`études elle m`a motivé sans cesser elle est toujours restée à mes cotes dans les moments les plus compliqués de ma vie je vous remercie pour l`amour que vous me portez depuis mon enfance*

Mon père *mon meilleur ami aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect mon amour éternel et ma considération pour vos sacrifices que vous avez consenti pour mon succès ma réussite sera le fruit de longues années de privation pour m`aider à avancer dans la vie*

Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutient permanent venu de votre part puise dieu le très puissant, vous accorder la santé, le bonheur et longue vie.

A mes frères ***HAITHEM*** *et* ***ZAKARIA****, je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez et un brillant avenir.*

A mon cher binôme ***OUCHAOUCHI AMINE*** *et tout sa famille.*

Aux personnels de l`administration du département DIB particulièrement* ***Mme MAKOUDI*** *et* ***Mme BOUREBIA*** *ils m`ont toujours orienter merci pour votre générosité.

A mes amis d`enfance, et ceux de l`ENSTP que j`ai partagé avec eux des bons moments et souvenirs inoubliables ils m'ont accompagné durant mon cursus d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude : AYMENE, YOUNES[2], KHEYREDDINE,CHAKIB,ABDELHAK,SIDOU,MAROUAN,MAHI,YOUCEF,DJAMEL, TAYEB, YACINE, LAKHDHAR, SAMI,YASSER et DJABER.

SAAD EDDINE

ملخص

في إطار مشروع نهاية الدراسة، تم إنجاز هذه المذكرة التي توجز تصميم ودراسة مفصلة للجسرالمسمى ج-104الذي يقع في النقطة الكيلومترية 819+104 الى النقطة الكيلومترية 004+104 هذا الجسر يندرج ضمن مشروع انجاز الطريق الرابط بين ميناء جنجن بالطرق السيار شرق غرب على مستوى مدينة العلمة

بدأنا عملنا بدراسة بحثية حول تأثير مجموعة الاقدام ، ثم انتقلنا إلى عرض المشروع، للتصميم العام الذي تطرقنا من خلاله الى اقتراح ثلاث اختيارات مختلفة مع إعطائها المقاييس مبدئيا وذلك لاختيار التصميم المناسب من أجل دراسة معمقة للمشروع .واخترنا الجسر المدعم بعارضات مسبقة الصنع بخرسانة مسبقة الإجهاد لدراسة مفصل .بالإضافة إلى ذلك، تم فرض خصائص المواد المستخدمة في الحساب وتقييم مختلف الأحمال والأعباء المطبقة على الهيكل ليتم بعدها ، دراسة إسباق الإجهاد، سطح الجسر وكذا التجهيزات والمعدات .وأخيرا تصميم ودراسة البنى التحتية

الكلمات المفتاحية :جسر، عارضة، الخرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة، تصميم

Résumé:

Le but de ce travail est la conception et l'étude du viaduc 104 du PK 104+819 au PK 105+004 l'ouvrage fait partie des travaux de la realisation de liaison autoroutiére reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville d'EL EULMA.

Nous avons entamé notre travail par une étude bibliographique puis, on est passé à la présentation du projet, ensuite à une conception générale, dans laquelle on a proposé trois variantes qu'on a pré-dimensionné pour choisir la variante la plus adéquate ; et on a opté pour la variante du pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension ; pour une étude détaillée. En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux utilisées dans le calcul, et on est passé par l'évaluation des différentes charges et surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage. Ensuite, on a entamé l'étude de précontrainte, de l'hourdis et des équipements. Enfin, le dernier chapitre était consacré pour l'étude de l'infrastructure

Mots clés : viaduc, poutre, la précontrainte, étude, conception.

Abstract

The purpose of this work is the design and study of viaduct 104 from PK 104+819 to PK 105+004 the work is part of the construction of highway link connecting the port of DJEN-DJEN to the EAST-WEST motorway at the level of the city of EL EULMA.
We began our work with a bibliographical study, then we moved to the presentation of the project, then to a general design, in which we proposed three variants that we have pre-sized to choose the most suitable variant ; and we opted for the variant of the bridge with prefabricated beams in concrete prestressed by post-tension; for a detailed study. In addition, the characteristics of the materials used in the calculation were imposed and the various loads and overloads applied to the structure were evaluated. Then we started the study of prestressing, hourdis and equipment. Finally, the last chapter was devoted to the study of infrastructure

Key words: viaduct, beam, the prestressed, study, design.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE : 1

CHAPITRE I : EFFET DU GROUPE SUR LES PIEUX

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. LES DIFFERENT TYPES DE PIEUX 2
I.2.1. Pieux battues 2
I.2.2. Les pieux exécutés en place 2
I.3. PORTANCE D'UNE FONDATION PROFONDE 3
I.4. EFFET DU GROUPE SUR LES PIEUX 4
I.4.1. Définition 4
I.4.2. L'origine de l'effet de groupe 4
I.4.3. Effet du groupe sur la capacite portante 4
I.4.4. Effet du groupe sur le tassement 5
I.4.5. Influence de l'espacement entre les pieux sur le comportement du groupe 7
I.5. CONCLUSION 8
I.6. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 9

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION 10
II.2. PRESENTATION DU PROJET 10
II.2.1. Objectif du projet 10
II.2.2. Situation du projet 10
II.3. CARACTERISTIQUES DU PROJET 11
II.3.1. Viaduc droite 11
II.3.2. Viaduc gauche 11
II.4. DONNEES FONCTIONNELLES 11
II.4.1. Données relatives à la voie portée 12
II.4.1.1. Le tracé en plan 12
II.4.1.2. Le profil en long : 12
II.4.1.3. Le profil en travers : 13
II.4.2. DONNEESS NATURELLES : 14

II.4.2.1. Données relatives à l'obstacle franchi : 14
II.4.2.2. Les données sismologiques : 14
II.4.2.3. Le climat de la région : 15
II.4.2.4. Les données géotechniques : 15
II.5. CONCLUSION 15

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDEMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION 16
III.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION 16
III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 16
III.3.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 16
III.3.1.1. Conception longitudinale 16
III.3.1.2. Conception transversale 17
III.3.1.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée) : 18
III.3.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués » 21
III.3.2.1. Conception longitudinale 21
III.3.2.2. Conception transversale 21
III.3.2.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée) : 23
III.3.3. Variante 3 : Pont Mixte Bipoutre 25
III.3.3.1. Conception longitudinale 25
III.3.3.2. Conception transversale 25
III.4. ANALYSE MULTICRITERE : 29
III.4.1. Devis estimatif et quantitatif : 30
III.5. Conclusion : 33

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION 34
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 34
IV.3. BETON 34
IV.3.1 Caractéristiques mécaniques du béton 34
IV.3.1.1. Résistance du béton à la compression 34
IV.3.1.2. La résistance caractéristique à la traction 35

IV.3.2 Les contraintes limites du béton 35
IV.3.2.1. Contraintes admissibles à la compression 35
IV.3.2.2. Déformation du béton 36
IV.4. ACIER 37
IV.4.1 Aciers passifs 37
IV.4.1.1. Contrainte limite de traction 37
IV.4.2 Aciers actif (aciers de précontrainte) : 38
IV.4.2.1. Caractéristiques mécaniques 38
IV.4.2.2. Autres caractéristiques (mécaniques et géométriques) : 38
IV.4.2.3. Classe de justification de la précontrainte 38
IV.5. LES ACTIONS 39
IV.5.1 Les charges permanentes 39
IV.5.1.1. Les éléments porteurs (charge permanente CP) 40
IV.5.1.2. Complément des charges permanentes (CCP) 40
IV.5.2 Les caractéristiques de pont 41
IV.5.3 Les charges d'exploitation 42
IV.5.3.1. La surcharge de type A(l) 42
IV.5.3.2. Système de charge B 43
IV.5.3.3. Surcharge militaire MC120 46
IV.5.3.4. Surcharge de convoi exceptionnelle D_{240} 46
IV.5.3.5. Le coefficient de majoration dynamique 46
IV.5.3.6. Efforts de freinage 47
IV.6. CONCLUSION 47

CHAPITRE V : ETUDE LONGITIDUNALE

V.1. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS 48
V.1.1. Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente 48
V.1.2. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A(l) 48
V.1.3. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge B_c 49
V.1.4. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge Bt 50
V.1.5. Calcul du moment dû à la surcharge mc120 51
V.1.6. Calcul du moment dû à la surcharge D240 52
V.2. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS 53
V.2.1. Calcul des efforts tranchants dû à la charge permanente 53

V.2.2. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l) 53
V.2.3. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge B_c 54
V.2.4. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge B_t 55
V.2.5. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Mc120 56
V.2.6. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge D240 56

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION 58
VI.2. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 58
VI.2.1. Modélisation 58
VI.2.2. Résultats : 59
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE : 60
VI.3.1. Phase de montage : 60
VI.3.2. Les caractéristiques de la poutre. 61
VI.3.3. Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service 62
VI.3.4. Détermination du nombre de câbles : 63
VI.3.4.1. Détermination du nombre de câble à l'about de poutre : 63
VI.3.5. Pré-vérification des contraintes : 64
VI.3.6. Tracé des câbles : 65
VI.3.6.1. Position des câbles : 65
VI.3.6.2. Angle de relevage α : 67
VI.3.6.3. Rayon de courbure : 68
VI.3.7. Evaluation des pertes de la précontrainte 69
VI.3.7.1. Pertes instantanées 69
VI.3.7.2. Les pertes de tension différées : 71
VI.3.7.3. Pertes totales : 72
VI.3.8. Vérification des contraintes normales : 72
VI.3.8.1. Sections de vérification : 72
VI.3.9. Effort de précontrainte : 73
VI.3.10. Justification des contraintes normales : 74
VI.3.11. Vérification des contraintes tangentielles : 76
VI.3.11.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS : 76
VI.3.11.2. Justification de la poutre à l'ELU : 77
VI.4. LE FERRAILLAGE DE LA POUTRE 78

VI.4.1. Armatures passives des zones tendues : 78
VI.4.2. Armatures de peau : 78
VI.5. CONCLUSION 79

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOURDIS

VII.1. INTRODUCTION 80
VII.2. VERIFICATION DE LA FLECHE 80
VII.2.1. La flèche et contre flèche 80
VII.2.2. Flèche de construction 81
VII.2.3. Flèche maximale à ELS 81
VII.2.4. Flèche totale 82
VII.3. EUDE DE LA DALLE 82
VII.3.1. Ferraillage sous la flexion transversal 82
VII.3.1.1. Évaluation des efforts 82
VII.3.2. Ferraillage de la dalle 84
VII.4. CONCLUSION 85

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DU TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION 86
VIII.2. APPAREIL D'APPUI 86
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui 86
VIII.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui 87
VIII.2.1.2. L'épaisseur de l'appareil d'appui 87
VIII.2.1.3. Dimensionnement des frettes 87
VIII.3. ETUDE SISMIQUE 88
VIII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 88
VIII.3.2. Méthode de calcul 88
VIII.3.2.1. Verification des critères 88
VIII.3.3. Composante Longitudinale 89
VIII.3.3.1. Evaluation des raideurs 89
VIII.3.3.2. Evaluation de la period propre de l'ouvrage 90
VIII.3.3.3. Evaluation du spectre de réponse 91
VIII.3.3.4. Effort total 91

VIII.3.3.5. Répartition des efforts 91
VIII.3.3.6. Déplacement du tablier par rapport au sol 92
VIII.3.4. Composante Transversale 92
VIII.3.4.1. Evaluation des raideurs 92
VIII.3.4.2. Evaluation de la période propre de l'ouvrage 93
VIII.3.4.3. Evaluation du spectre de réponse 93
VIII.3.4.4. Effort total 94
VIII.3.4.5. Répartition des efforts 94
VIII.3.4.6. Déplacement du tablier par rapport au sol 94
VIII.3.5. Composante verticale 94
VIII.3.6. Combinaison des composantes de l'action sismique 94
VIII.3.7. Vérification de dimensionnement 95
VIII.3.7.1. Résistance à la compression 95
VIII.3.7.2. Sécurité au flambement 95
VIII.3.7.3. Limite de la distortion 96
VIII.3.7.4. Condition de non glissement 96
VIII.4. DES D`APPUIS 97
VIII.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis 98
VIII.4.2. Ferraillage des dés d'appuis 98
VIII.4.2.1. Armature de diffusion 98
VIII.5. JOINT DE CHAUSSEE 98
VIII.5.1. Détermination du souffle 99
VIII.6.CONCLUSION 100

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION 101
IX.2. ETUDE DE LA PILE 101
IX.2.1. Conception de la pile 101
IX.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 102
IX.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile 103
IX.2.2.1. Efforts statiques 103
IX.2.2.2. Effort sismique 103
IX.2.2.3. Combinaison des efforts 107
IX.2.3. Ferraillage des éléments de la pile 107

IX.2.3.1. Ferraillage de chevêtre 107
IX.2.3.2. Ferraillage des fûts 111
IX.2.3.3. Ferraillage de fondation 112
IX.3. ETUDE DE LA CULEE 119
IX.3.1. Pré dimensionnement de la culée 120
IX.3.2. Évaluation des efforts statiques agissant sur la culée 121
IX.3.2.1. Evaluation des charges statiques dues au remblai 122
IX.3.2.2. Evaluation des efforts dus aux surcharges 123
IX.3.2.3. Evaluation des charges sismiques 123
IX.3.2.4. Evaluation des efforts dus aux poussées 124
IX.3.2.5. Evaluation des charges Sismique due au tablier 125
IX.3.2.6. Cumul des efforts sismiques 125
IX.3.2.7. Combinaison des efforts 125
IX.3.3. Vérification de la stabilité de la culée 126
IX.3.4. Etude des éléments de la culée 127
IX.3.4.1. Etude de mur frontal 127
IX.3.4.2. Etude mur garde grève 128
IX.3.4.3. Etude de Dalle de transition 129
IX.3.4.4. Etude Corbeau d'appui de la dalle de transition 130
IX.3.4.5. Etude d'un mur en retour 131
IX.4. Conclusion 137

CONCLUSION GENERALE : 138

BIBILIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A
ANNEXE B
ANNEXE C
ANNEXE D

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : EFFET DU GROUPE SUR LES PIEUX

Figure I. 1: Pieux battus en béton armé 2
Figure I. 2: pieux exécuter en place 3
Figure I. 3 : Force portante d'un pieu. 4
Figure I. 4:Influence du déplacement sur l'effet du groupe 8

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II. 1 : Image satellite de la zone d'étude 10
Figure II. 2 : Location du Viaduc 104.9 11
Figure II. 3 : Le tracé en plan. 12
Figure II. 4 : Profil en long. 13
Figure II. 5 : Profil en travers. 13
Figure II. 6 : OUED EL ATTACH. 14

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDEMENSIONNEMENT

Figure III. 1 : répartition des travées 21
Figure III. 2 : Coupe transversale d'un voussoir 22
Figure III. 3: Vue transversale des éléments du tablier bipoutres. 25
Figure III. 4 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont. 26

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV. 1 : limitation des contraintes des sections en bp 39
Figure IV. 2:coupe longitudinale d`une poutre 40
Figure IV. 3: Trottoir + corniche 40
Figure IV. 4:Valeurs de a_1 43
Figure IV. 5: Système Bc 44
Figure IV. 6 : Valeurs de Bc 44
Figure IV. 7:Système Bt 45
Figure IV. 8:valeurs de Bt 45
Figure IV. 10: Disposition de système Mc120 46
Figure IV. 11:Convoi D240 46

CHAPITRE V : ETUDE LONGITIDUNALE

Figure V. 1 : Moment fléchissant du a la charge permanente 48
Figure V. 2 moment fléchissant dû à la surcharge A(l) 48
Figure V. 3 Disposition de la charge Bc 49
Figure V. 4 : Disposition de la charge Bt 50
Figure V. 5 : Charge mc120 51
Figure V. 6 : charge D240 52
Figure V. 7 : Efforts tranchants dû à la charge permanente 53
Figure V. 8 : Efforts tranchants dû à la surcharge A(l) 53
Figure V. 9 : Efforts tranchants dû à la surcharge Bc 54
Figure V. 10 : Efforts tranchants dû à la surcharge Bt 55
Figure V. 11:Efforts tranchants dû à la surcharge Mc120 56
Figure V. 12 : Efforts tranchants dû à la surcharge D240 56

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VI. 1 : modèle de calcul de la partie poutre 58
Figure VI. 2 : Moment maximal à l'ELS. 59
Figure VI. 3 : Effort tranchant maximal à l'ELS. 59
Figure VI. 4 : Moment maximal à l'ELU. 60
Figure VI. 5 : Effort tranchant maximal à l'ELU. 60
Figure VI. 6 : Vérification de la contrainte. 64
Figure VI. 7 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte. 65
Figure VI. 8 : Caractéristiques des plaques d'ancrages. 66
Figure VI. 9 : Rayon de courbure. 68
Figure VI. 10 : Tracé des câbles. 69
Figure VI. 11 : coefficients des f et φ. 69
Figure VI. 12 : Sections de vérifications. 72
Figure VI. 13 : Diagramme des contraintes et ferraillage à mi-travée. 78
Figure VI. 14 : Ferraillage de la poutre. 78

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOURDIS

Figure VII.1 : Contre flèche de précontrainte 80
Figure VII.2:Flèche due au poids propre 81
Figure VII.3:Flèche maximale à ELS 81
Figure VII.4:La modélisation de l'hourdis 82
Figure VII.5: Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt à l'ELS. 83
Figure VII.6:Tmax a l'E.L.S : Gmax+1.2Bt 2vois 83
Figure VII.7:Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt à l'ELU. 83
Figure VII.8:Tmax a l'E.L.U : Gmax+1.2Bt 2vois 84

Figure VII.9:Ferraillage de la dalle (coupe transversale). 85

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DU TABLIER

Figure VIII. 1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui 86
Figure VIII. 2:Type de Joint de chaussée 99
Figure VIII. 3:Les dimensions du joint de chaussée 99
Figure VIII. 4:Vue 3D d`un joint de chaussée 100

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX. 1:Dimension de la pile la plus haute 102
Figure IX. 2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l) 108
Figure IX. 3:Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l) 108
Figure IX. 4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 108
Figure IX. 5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 109
Figure IX. 6 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale) 111
Figure IX. 7:Ferraillage des colonnes 112
Figure IX. 8: Figure : Plan de disposition des pieux dans les deux semelles de la pénétrante 114
Figure IX. 9:ferraillage de la semelle 117
Figure IX. 10:Ferraillage des pieux 119
Figure IX. 11 : Dimension de la culée 121
Figure IX. 12:Plan de disposition des pieux dans les deux semelles de la culée 126
Figure IX. 13:Les sollicitation dues au mur à L'ELS 131
Figure IX. 14:Ferraillage semelle 134
Figure IX. 15:Efforts sur pieux 135
Figure IX. 16:Ferraillage des pieux 136
Figure IX. 17 : Ferraillage des éléments de la culée. 136

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : EFFET DU GROUPE SUR LES PIEUX

Tableau I. 1:Valeurs de Rs pour les pieux flottants 6
Tableau I. 2:Valeurs de Rs pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum 7

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDEMENSIONNEMENT

Tableau III. 1 : Pré-dimensionnement de la 1ère variante 17
Tableau III. 2: Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1..... 18
Tableau III. 3 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1. 19
Tableau III. 4 : Pré-dimensionnement de la 2eme variante..... 22
Tableau III. 5 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1..... 23
Tableau III. 6 : Pré-dimensionnement de la 3eme variante..... 26
Tableau III. 7 : Conception des pièces de pont 27
Tableau III. 8 : Avantages et inconvénients des 3 variantes. 29
Tableau III. 9 : Devis estimatif de la 1ère variante. 30
Tableau III. 10 : Devis estimatif de la 2ème variante. 31
Tableau III. 11 : Devis estimatif de la 3ème variante. 32

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV. 1 : Contraintes admissibles de traction des armatures 37
Tableau IV. 2: Récapitulatif des charges 41
Tableau IV. 3:Classes d`un pont 42
Tableau IV. 4: résultats de calcule de A(l)..... 43
Tableau IV. 5: Résultats de calcule de Bc..... 44
Tableau IV. 6: Résultats de calcul de Bt 45
Tableau IV. 7: Résultats de calcul de coefficients de majoration 47
Tableau IV. 8:Résultats de calcul de l`effort de freinage de A(l) 47

CHAPITRE V : ETUDE LONGITIDUNALE

Tableau V. 1:Tableau récapitulatif des moments fléchissant à x=0.5L 52
Tableau V. 2 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à x=0..... 57

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI. 1 : Les caractéristiques de la poutre. 61
Tableau VI. 2 : Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel. 62
Tableau VI. 3 : Résultats de vérification des contraintes. 65
Tableau VI. 4 : Position des câbles. 67
Tableau VI. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres. 68
Tableau VI. 6 : Les résultats de calcul des pertes par frottements. 70
Tableau VI. 7 : Valeurs des pertes par recul d'ancrage. 70
Tableau VI. 8 : Caractéristiques nettes des sections de vérification. 73
Tableau VI. 9 : Les contraintes admissibles. 73
Tableau VI. 10 : Caractéristiques de chaque phase de vérification. 74
Tableau VI. 11 : Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS (Phase 1 et 2) 75
Tableau VI. 12 : Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS (Phase 3 et 4). 76

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOURDIS

Tableau VII. 1 : Ferraillage de la dalle (coupe transversale). 84

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DU TABLIER

Tableau VIII. 1 : Rigidité des piles 90
Tableau VIII. 2 : Efforts sur les appuis 92
Tableau VIII. 3:Répartition des efforts sur piles 93
Tableau VIII. 4 :Repartition des efforts sur appui 94
Tableau VIII. 5 : Combinaison des efforts 95

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau IX. 1 Implantation et hauteurs des piles. 101
Tableau IX. 2:Vérification du flambement 102
Tableau IX. 3:Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées 103
Tableau IX. 4: Période caractéristique associe à la catégorie de site donnes 105
Tableau IX. 5:Evaluation des actions Sismiques 105
Tableau IX. 6: Combinaison des directions 106
Tableau IX. 7:Effort provenant du tablier et de la pile 106
Tableau IX. 8:Combinaisons d'action au pied de la pile 107
Tableau IX. 9 : Combinaison des efforts 107
Tableau IX. 10 : Ferraillage de chevêtre 109
Tableau IX. 11 : Ferraillage des fûts 111
Tableau IX. 12 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle 113
Tableau IX. 13:Combinaisons des efforts 113

Tableau IX. 14: Efforts revenant à chaque pieu sous les différentes combinaisons 115
Tableau IX. 15:valeur de x_{op} et x_{om} 118
Tableau IX. 16:Efforts sur pieux 119
Tableau IX. 17:Récapitulatif des dimensions des éléments de la culée 120
Tableau IX. 18 : Efforts statiques 121
Tableau IX. 19:Efforts dus au tablier 122
Tableau IX. 20:Efforts statiques 122
Tableau IX. 21:Efforts dus aux surcharges 123
Tableau IX. 22:La résultante des efforts sismiques 123
Tableau IX. 23:Calcul du coefficient de poussée Kad 124
Tableau IX. 24: calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres 124
Tableau IX. 25:charges Sismique due au tablier 125
Tableau IX. 26:Efforts sismiques totales 125
Tableau IX. 27:Sollicitation sur la culée 126
Tableau IX. 28 : Efforts revenant à chaque pieu sous les différentes combinaisons. 127
Tableau IX. 29:Efforts sur mur frontal 127
Tableau IX. 30:efforts sur la dalle de transition 129
Tableau IX. 31: Combinaison des actions 129

LISTE DES ABREVIATIONS

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

BA : Béton Armé.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

CCP : Complément des charges permanentes.

DA : Dinar Algérien.

ELA : Etats Limites Accidentelles.

ELS : Etats Limites de Service.

ELU : Etats Limites Ultimes.

Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.

Es : Module d'Elasticité de l'acier.

fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

HA : Haute Adhérence.

NF : Norme Française.

PK : Point Kilométrique.

RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.

RN : Route Nationale.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

St : Espacement des armatures Transversales.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

VC : Voussoir à la Clef.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par posttension.

VSP : Voussoir sur Pile.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

ΔT : Variation uniforme de la température

$\Delta\theta$: Gradient thermique.

ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Un ouvrage d'art est une construction de grandes dimensions dont l'étude et la réalisation nécessitent des moyens exceptionnels faisant largement appel aux connaissances et au savoir faire du génie civil.

A titre d'exemple, on peut citer les types d'ouvrages tels que : ***les ponts***.

On peut définir un pont comme un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. La conception d'un pont doit satisfaire un bon nombre d'exigences. En effet, en plus de pouvoir assurer des services à des usagers, un bon doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement

Le port international de DJEN-DJEN est considéré comme le plus important ouvrage portuaire de l'Algérie. Cette grande importance a obligé les autorités de faire une liaison autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville d'EL EULMA sur 110 km pour améliorer et faciliter le transport des personnes et de marchandises.

Cette autoroute fait partie des projets pénétrants devant relier l'autoroute EST-OUEST à plusieurs villes côtières, elle passe par les willayas de JIJEL, MILA et SETIF elle comporte 13 échangeurs, 4km de tunnels et 55 viaducs.

C'est dans ce cadre que s'intitule notre projet de fin d'étude, Il s'agit en fait, de la conception et l'étude d'un ouvrage d'art situé au PK 104.9 au niveau de la commune de BENI FOUDA près d'EL EULMA.

Pour bien mener ce travail, Nous avons structuré le mémoire en neuf chapitres : les deux premiers chapitres sont consacrés à la présentation de projet et la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde dans les six chapitres restants.

CHAPITRE : I

EFFET DU GROUPE SUR LES PIEUX

I.1. INTRODUCTION

Il arrive souvent que le terrain superficiel sur lequel une fondation devrait être assise n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu (cas de vase, de tourbe, d'argile molle ou de terrains peu résistants et très compressibles). Dans ce cas, il faudra chercher le bon sol et faire reposer l'ouvrage sur des pieux, puits ou barrettes qui sont caractérisés par une valeur élevée du rapport **D/B (**Fiche du pieu dans le sol / Diamètre du pieu)

On appelle fondations, les parties enterrées d'un ouvrage conçues pour transmettre au sol de manière rationnelle, les charges provenant de la superstructure.

I.2. LES DIFFERENT TYPES DE PIEUX

Les pieux sont utilisés pour un seul objectif qui est l'assurance de bonne résistance, Ces différents pieux peuvent être classes en deux grandes catégories, suivant leur mode de fabrication.

- Les pieux façonnés à l'avance (pieux préfabriqués ou battus)
- Les pieux exécutés en place

I.2.1. Pieux battues

Ces pieux peuvent être en bois, en acier en béton armé ou précontraint. Ils sont mis en place par battage ou par vibro-fonçage, chaqu'un a sa propre branche.



Figure I. 1: Pieux battus en béton armé

I.2.2. Les pieux exécutés en place

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en

utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu, on peut distinguer 3 types :

- Les pieux à tube récupérable
- Les pieux exécutés à l'aide d'un tube perdu
- Les pieux forés.



Figure I. 2: pieux exécuter en place

I.3. PORTANCE D'UNE FONDATION PROFONDE

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale Q_l qu'il peut supporter, Au de là de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale q_l sera la charge par unité de surface, encore appelée contrainte limite.

Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite Ql supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe Qp et la résistance au frottement Q_f.

$Q_L = Q_P + Q_F$

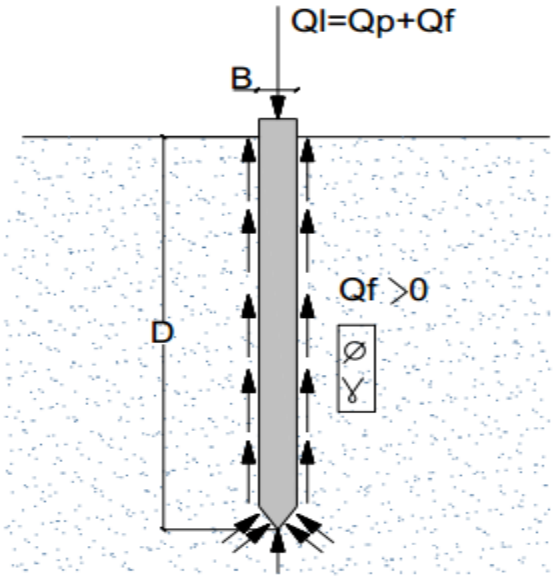


Figure I. 3 : Force portante d'un pieu.

I.4. EFFET DU GROUPE SUR LES PIEUX

I.4.1. Définition

Le comportement de groupes des pieux revêt différents aspects qui sont abordés dans ce paragraphe.

Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé, les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent :

- La force portante, sous sollicitation axiales.
- Les tassements
- Les réactions latérales et les poussées latérales du sol

I.4.2. L'origine de l'effet de groupe

Deux causes principales sont à l'origine de cet effet :

- La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé dont le comportement sert de référence, la réaction du sol sous et autour de pieu est modifiée.
- La charge appliquée sur un pieu a une influence en termes d'effort et de déplacement sur le comportement des pieux voisins.

I.4.3. Effet du groupe sur la capacite portante

La charge verticale limite ou capacité portante globale Q_l^g d'un groupe de N pieux est différente de N fois la charge limite Q_l^∞ d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions. Le coefficient d'efficacité Cg d'un pieu, en termes de capacité portante, est défini par :

$$Cg=\frac{Q_L^g}{N.Q_l^\infty}$$

Avec :

Cg : Coefficient d'efficacité d'un pieu dans le groupe

Q_L^g : Capacité portante globale d'un groupe de pieux (kN).

Q_l^∞ : Capacité portante d'un pieu isolé (kN)

N : Nombre de pieux dans le groupe

L'expérience montre que le procédé d'installation du pieu par refoulement dans le sol (battage, fonçage, vissage…) cause la densification d'un massif sableux lâche à moyennement dense sur une zone d'environ 3 diamètres autour du pieu, ce qui améliore la capacité portante du pieu et se traduit par des valeurs du coefficient Cg supérieures à 1 (Murthy, 1996).

Les premières expériences sur modèles réduits de pieux battus dans le sable sont dues à Kishida et Meyerhof (1965) qui ont montré que Cg augmentait de 1 à 2 pour d/B égal à 7 et 2 respectivement. En deçà d'un espacement de 2 diamètres, Cg diminuait avec d/B.

Selon Frank (1999), l'effet du groupe se manifeste surtout dans le cas de pieux flottants, et est négligeable pour les pieux travaillant en pointe, en cas de pieux courts installés par refoulement dans les sols sableux lâches, il est recommandé de considérer une diminution linéaire de Cg de 1.5 à 1 pour d/B variant respectivement de 2 à 4. Pour un important groupe de pieux longs, Cg est à diminuer de 2 à 1 pour d/B variant respectivement de 2 à 6.

Dans un massif sableux dense, le refoulement mène à une dilatance du sol avoisinant et donc à une diminution de la capacité portante. Le coefficient Cg est alors inférieur à 1 et il est recommandé de le faire augmenter linéairement de 0.7 à 1 pour d/B variant respectivement de 4.5 à 8 (Frank, 1999). Ainsi, l'espacement seuil au-delà duquel l'effet du groupe disparaît est de 4 à 6 diamètres dans les sables lâches, et de 8 diamètres dans les sables denses

I.4.4. Effet du groupe sur le tassement

Le problème d'interaction d'un couple de pieux libres en tête a été étudié à l'aide de la théorie de l'élasticité à la base de la solution fondamentale de Mindlin (1936), par plusieurs chercheurs notamment Butterfield et Banerjee (1971) et Poulos et Davies (1980). Ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

$$\mathbf{V_0 = v_0^i \times (1+\alpha)}$$

V_0^i : est le tassement du pieu isolé sous le même effort.
α: est un facteur d'interaction qui dépend de l'élancement D/B, de l'espacement relatif d/B, de la compressibilité relative K, ainsi que de ν.

Dans le cas d'un groupe quelconque de pieux, on définit le rapport de tassement Rs par :

$$Rs = \frac{Tassement\ moyen\ du\ group}{Tassement\ du\ pieu\ isolé\ sur\ un\ effort\ moyen}$$

Dans ce qui suit, on se limite au cas simple et fréquent d'un groupe de pieux identiques regroupés par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux seuls. On peut écrire que :

$$Rs = \frac{Tassement\ du\ pieu\ dans\ un\ group}{Tassement\ du\ pieu\ isolé\ sous\ le\ meme\ effort}$$

Poulos (1980) a présenté pour ce cas, les valeurs de Rs concernant un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement **d** entre deux pieux adjacents quelconques, installés dans un sol caractérisé par un module d'Young E. Les tableaux 1 et 2 e de ce chapitre regroupent respectivement les valeurs de Rs pour le cas des pieux flottants, et de ceux travaillant en pointe fichés dans un substratum.

Dans tous les cas, on remarque que Rs augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative K, et diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente.

Pour des groupes contenant plus de 16 pieux, Rs est proportionnel approximativement à la racine carrée de N et peut être estimée selon Poulos par :

$R_{s=}(R_{25}\text{-}R_{16}) \times(\sqrt{N-5})+ R_{25}$

R_{25} et R_{16} sont les valeurs correspondant respectivement à 25 et 16 pieux.

R_s : Rapport de tassement d'un pieu dans un groupe.

Tableau I. 1:Valeurs de Rs pour les pieux flottants

n		4				9			
K		10	10^2	10^3	∞	10	10^2	10^3	∞
D/B	d/B								
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	4.42	4.48
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73
50	2	2.43	2.31	2.56	3.01	3.91	3.79	4.52	5.66
	5	1.73	1.81	2.10	2.44	2.46	2.75	3.51	4.29
	10	1.38	1.50	1.78	2.04	1.74	2.04	2.72	3.29
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93

Tableau I. 2:Valeurs de Rs pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum

n		4				9			
K		10	10^2	10^3	∞	10	10^2	10^3	∞
D/B	d/B								
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.02	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00
	5	1.36	1.36	1.08	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00
	10	1.14	1.15	1.04	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00

Dans tous les cas, on remarque que Rs augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative K, et diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente

I.4.5. Influence de l'espacement entre les pieux sur le comportement du groupe

Les résultats des plusieurs expériences ont montré une influence plus marquée de l'espacement entre les pieux sur leur comportement sous charge latérale. La figure 4 illustre l'influence de l'espacement sur les moments fléchissant des pieux du groupe. Cette influence se manifeste d'abord sur la répartition de la charge latérale appliquée en tête.

En effet, pour les faibles espacements on constate que le pieu avant du couple reprend une plus large part de l'effort latéral total appliqué en tête. Ainsi, le pourcentage de l'effort repris par le pieu avant est de l'ordre de 60% pour un espacement de 2B.

La répartition de la charge s'équilibre entre les deux pieux du couple au fur et à mesure que leur espacement augmente et atteint 50% sur chacun des pieux à partir d'un espacement de 8B comme on le constate sur la figure 4.

Par ailleurs, on note également une influence de l'espacement sur les moments maximaux ainsi que sur leur position en profondeur. En effet, le moment maximum sur le pieu avant à des espacements de 2B et 4B est environ 20% fois supérieur à celui du pieu arrière du couple.

Par contre, la position du moment maximum est plus profonde sur les pieux arrière pour les faibles espacements (2B et 4B) mais elle est la même sur les deux pieux pour S=8B

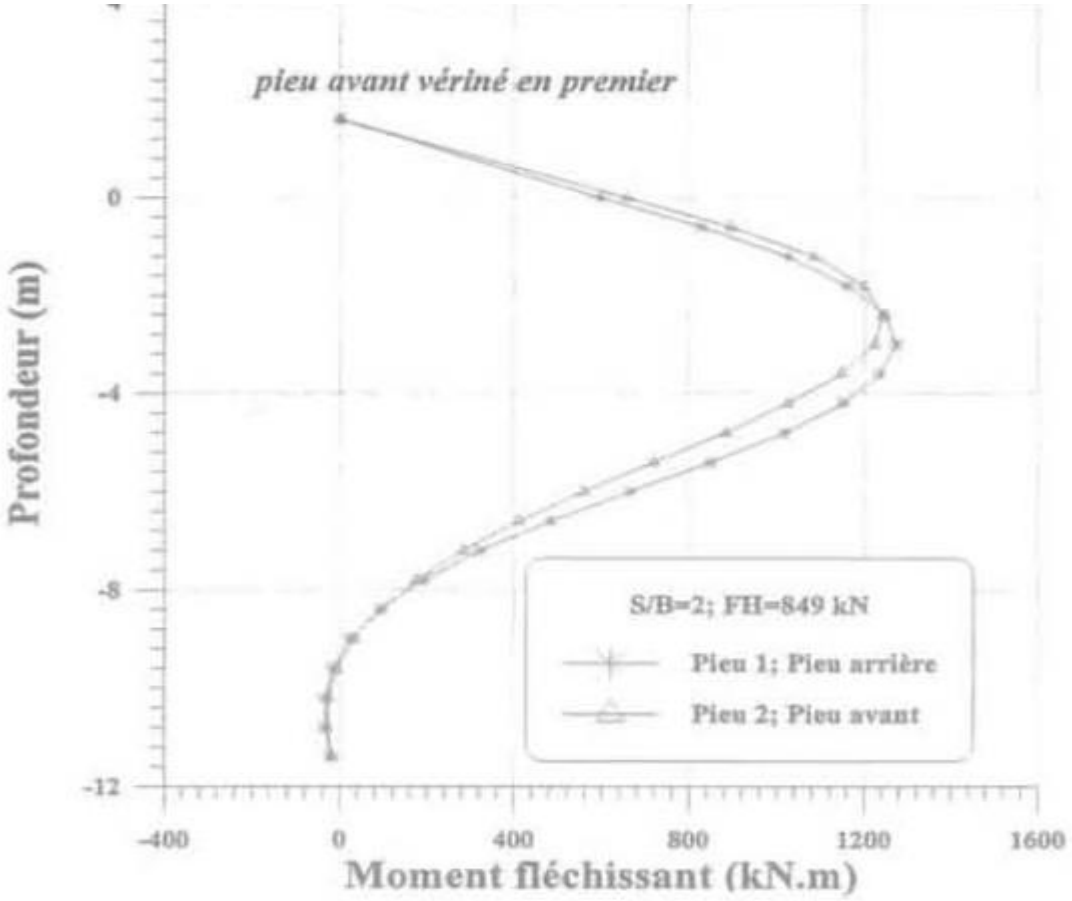


Figure I. 4:Influence du déplacement sur l'effet du groupe

Selon le code britannique BS-8004, dans les sols grenus, l'espacement seuil au delà duquel l'effet du groupe disparaît est de 3 diamètres pour les pieux flottants et de 1 diamètre pour les pieux travaillant en pointe (Thomlinson, 2001)

I.5. CONCLUSION

On peut dire que les pieux et le groupe de pieux ont en commun un seul et même objectif, qui est l'augmentation de la capacité portante et la réduction des tassements. Ce type de fondation reste toujours onéreux à mettre en œuvre. Ce qui conduit les géotechniciens à faire une étude approfondie et une parfaite connaissance du sol à utiliser, afin d'aboutir à un bon choix ralliant économie et efficacité.

Donc on peut dire que le groupe de pieux est l'une des méthodes les plus efficace pour la stabilisation et l'élimination de tassement des sols mais tout en maitrisant à la fois trois paramètres essentiels à savoir le diamètre, l'entre Axe des pieux mais aussi leurs encrages dans le sol.

I.6. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Beredugo, Y.O (1966). An experimental study of the load distribution in pile groups in sand, Canadian geotechnical Journal, Vol. 3, N°3.
2. Cintra, J.C.A (1987). ***Comportement de modèles instrumentés de groupes de pieux enfoncés dans le sable***, Thèse de doctorat de l'école d'ingénieurs de Sao-Carlos, San-Paulo, Brésil, 117 p.
3. Frank, R (1999). ***Calcul des fondations superficielles et profondes***, éditions TI et presses de l'ENPC, 141 p.
4. Hanna, T.H (1963). ***Model studies of foundations groups in sand***, Geotechnique, Vol. 13, N°4, pp: 334-351.
5. Kishida, H & Meyerhof, G.G (1965). ***Capacité portante d'un groupe de pieux soumis à des charges excentrées dans le sable***, Comptes rendus du 6e CIMSTF, Montréal.
6. M.E.L.T(1993). ***Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil***, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux CCTG, fascicule 62, cahier 5,182 p.
7. Murthy, V.N.S (1996). ***Soil mechanics and foundation engineering***, 4th edition, UBS publishers' distributors Ltd.,New-Delhi, 935 p.
8. Tejchman (1973). ***Model investigations of pile groups in sand***, ASCE journal of Soil mech. & found. Division, Vol. 99, Sm-2, pp:199-217.
9.Thomlinson, M.J (2001). ***Foundations design and construction***, 7th edition, Prentice Hall, 569 p.
10. Vesic, A.S (1967). ***A study of bearing capacity of deep foundations***, Final report, School of Civ. Eng., Georgia Inst. Tech., USA

11.Memoire de master recherche HAMDIDI Taous promotion 2019 université de

TIZI-OUZOU

CHAPITRE : II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire un nombre de contraintes fonctionnelles ; qui assurent le bon fonctionnement du pont ; et des contraintes naturelles ; qui influent l'ouvrage et sa conception. Ces contraintes seront présentées dans ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Objectif du projet

Notre mémoire du projet fin d'étude a pour but la conception et l'étude du viaduc 104.9, qui est intégré dans les travaux de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN « W.JIJEL » à l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville D'EL EULMA. Cet ouvrage permettra de franchir OUED EL ATTACHE.



Figure II. 1 : Image satellite de la zone d'étude

II.2.2. Situation du projet

Notre projet se situe à la commune de BENI FOUDA, loin d'environ 15km d'EL EULMA au niveau du PK 104.9, l'axe de l'ouvrage est parallèle à l'axe de la RN 77.



Figure II. 2 : **Location du Viaduc 104.9**

II.3. CARACTERISTIQUES DU PROJET

Ce projet comporte les caractéristiques suivantes :

II.3.1. Viaduc droite

Longueur :185m, du PK 104+819 au PK 105+004

Largeur du tablier :13.25m

Largeur de la chaussée :12m

Nombre de voies de circulation : N=3voies

II.3.2. Viaduc gauche

Longueur :185m, du PK 105+001 au PK 104+816

Largeur du tablier :13.25m

Largeur de la chaussée :12m

Nombre de voies de circulation : N=3voies

II.4. DONNEES FONCTIONNELLES

Les données fonctionnelles sont fixées par le maitre d'ouvrage et on distingue :

- Données relatives à la voie portée qui sont :

Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

- Données naturelles

Données relatives à l'obstacle franchi, les données sismologiques, Le climat de la région et les données géotechniques.

II.4.1. Données relatives à la voie portée

II.4.1.1. Le tracé en plan

L'ouvrage est un pont courbe d'un rayon de **2558 m** et d'une longueur de **185 m.**

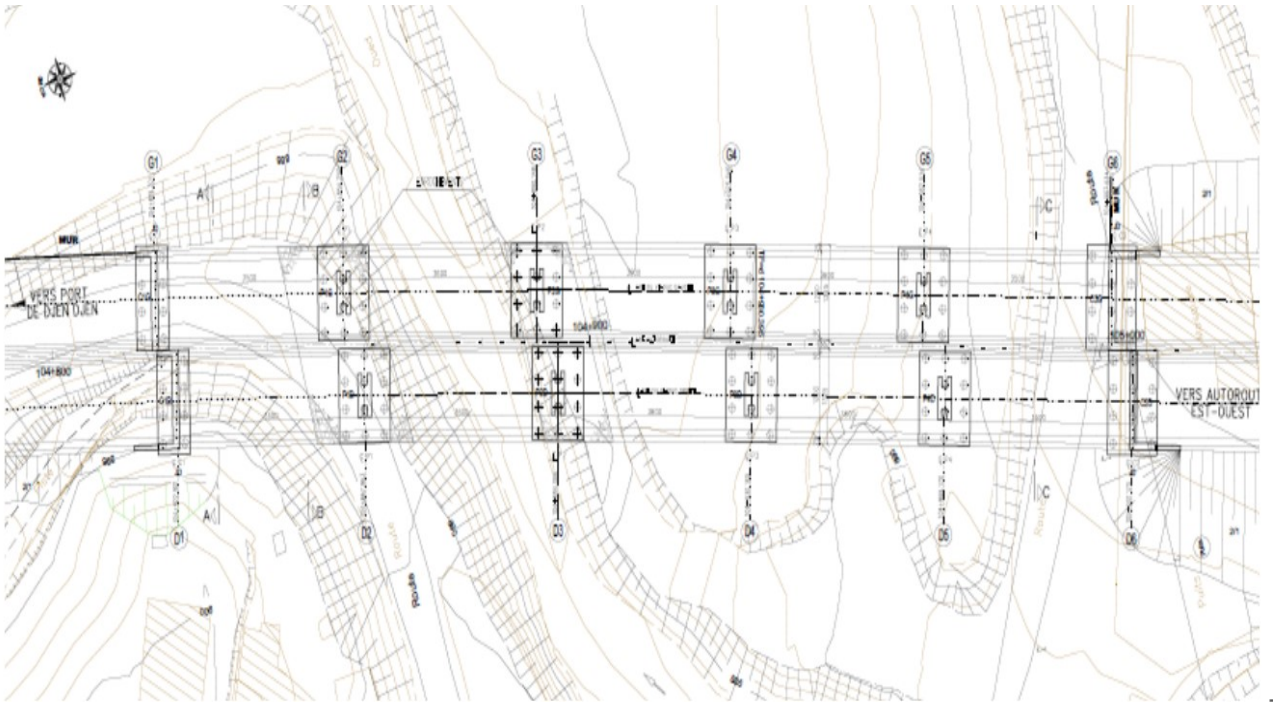


Figure II. 3 : Le tracé en plan.

II.4.1.2. Le profil en long :

L'ouvrage d'art 104.9 est constitué par 5 tabliers égaux et parallèles avec une longueur totale de 185m divisé en 5 travée de 37m, le tablier repose sur deux culées en béton.

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

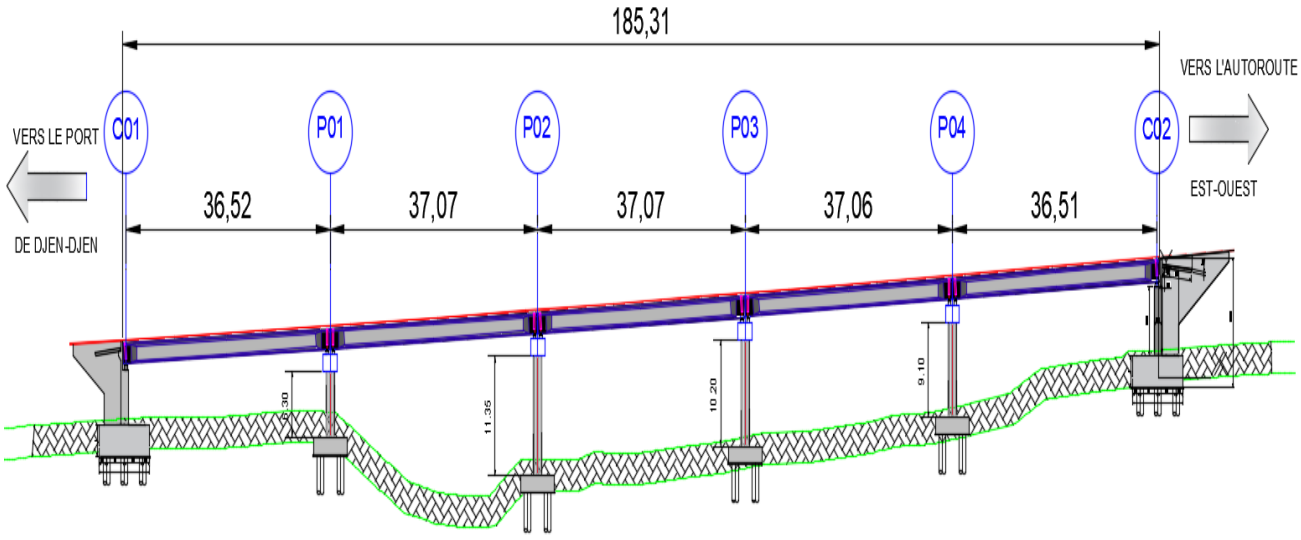


Figure II. 4 : Profil en long.

II.4.1.3. Le profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal, la largeur totale de l'ouvrage est de **13.25 mètres**, Le tablier présente un devers de **2.5 %.**

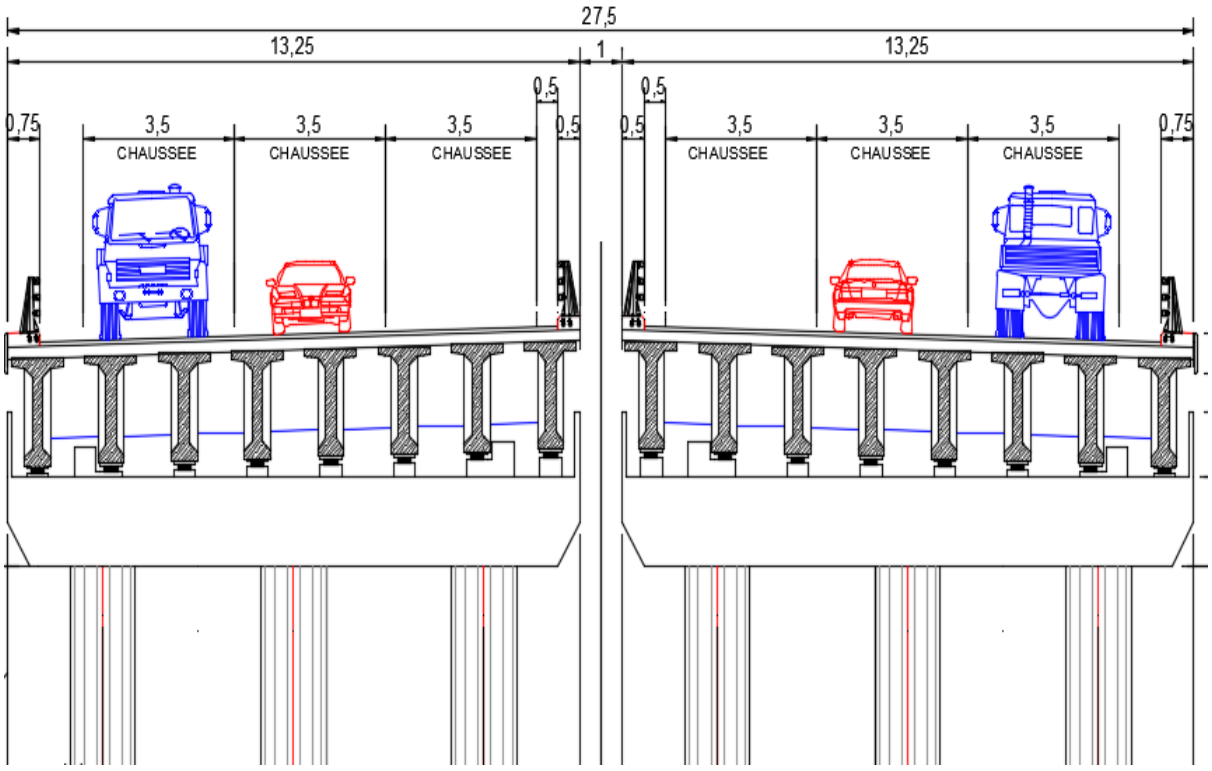


Figure II. 5 : **Profil en travers.**

II.4.2. DONNEESS NATURELLES :

II.4.2.1. Données relatives à l'obstacle franchi :

- L'obstacle franchi est OUED EL ATTACH.
- L'altitude de point inférieur de cet oued est 564.58 m.



Figure II. 6 : OUED EL ATTACH.

II.4.2.2. Les données sismologiques :

D'après le RPOA 2008, le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité et la wilaya de Sétif est classée dans la zone sismique (II-a ; sismicité moyenne).

Zone 0	: négligeable
Zone I	: faible
Zone IIa	: moyenne
Zone IIb	: élevée
Zone III	: trés élevée

II.4.2.3. Le climat de la région :

Le climat à Beni Fouda est pluvieux surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été. Sur l'année, la température moyenne à Beni Fouda est de 13.9 °C. La précipitation annuelle moyenne est de 76mm.

La variation des précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 124mm. La température moyenne au cours de l'année varie de 16.4 °C. Avec une température moyenne de 22.7 °C, le mois d'Aout est le plus chaud de l'année. Au mois de Janvier, la température moyenne est de 6.3 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année.

II.4.2.4. Les données géotechniques :

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques, afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement…).

Plusieurs essais chimiques et mécaniques ont été exécutés pour déterminer les caractéristiques du sol. Les résultats de ces essais et celle de reconnaissance géotechnique sont donnés dans l'Annexe A.

La classification des sites à l'aide des résultats pressiométriques nous emmène à classifier notre sol dans la catégorie S3, donc sa nature de notre sol est meuble.

II.5. CONCLUSION

Au terme de ce chapitre nous avons identifié les différentes caractéristiques de notre ouvrage donc il faut bien considérer l'environnement et les obstacles à franchir (les données naturelles et fonctionnelles) avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage lui-même.

CHAPITRE : III

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

III.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique (coût et délais…), le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrage sont les suivants :

- Le domaine de portée.
- Position possible pour les appuis.
- Profil en long de la chaussée.
- Les conditions topographiques et géotechniques.
- Le bilan économique.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

D'après l'analyse des données acquises sur le site, et par conséquent et en prenant en considération les différents critères cités par-dessus les variantes envisagées sont :

1. Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension.
2. Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
3. Pont mixte bi poutres.

III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.3.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) 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.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constant, elles sont souvent équidistantes et sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur.

III.3.1.1. Conception longitudinale

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables tout en restant dans l'intervalle de portée possible pour la gamme des ponts VIPP.

Pour cette variante, on propose une coupe longitudinale composée de 5 travées équidistantes avec des poutres de 37 m de longueur, pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 185.31 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide SETRA VIPP.

Tableau III. 1 : Pré-dimensionnement de la 1ère variante

Elément	Formule	Valeur retenue
Hauteur de la poutre	$1.8m \leq H_t \leq 2.4m$ L : portée de la poutre.	$H_t = 2.22$ m
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25$ m	e = 0.22 m
Hauteur totale du tablier	$H_p = H_t - e$	$H_p = 2$ m
Entraxe entre les poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2$ m	$\lambda = 1.7$ m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la larguer de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres.	$L_a = 12$ m
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	8 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6\ H_p$	b = 1.2 m
Epaisseur de la table de compression	$E \geq 0.1$ m	e = 0.15 m
Largeur du talon	60 cm $\leq L_t \leq 90$ cm	L_t=0.6 m
L'épaisseur du talon	10 cm $\leq e_t \leq 20$ cm	$e_t = 0.15$ m
Epaisseur d'âme	Section d'about	$b_0 = 0.6$ m
	Section à mi-travée	$b_0 = 0.25$ m
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \text{Tan}\ \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 6$ °
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45$°
Gousset du talon	$1 \leq \text{Tan}\ \theta \leq 1.5$	Tan θ = 1 θ = 45 °

III.3.1.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée) :

III.3.1.3.1. Les piles :

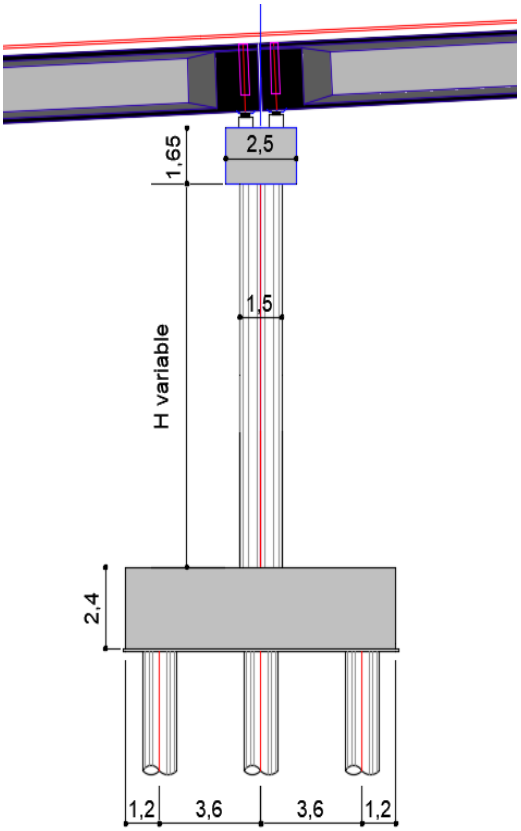
Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être totalement encastré ou simplement appuyé, afin de transmettre toutes les charges qui lui sont appliquées vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux. Sa conception est fonction de :

- Type et mode de construction du tablier.
- Mode d'exécution des fondations.
- Certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

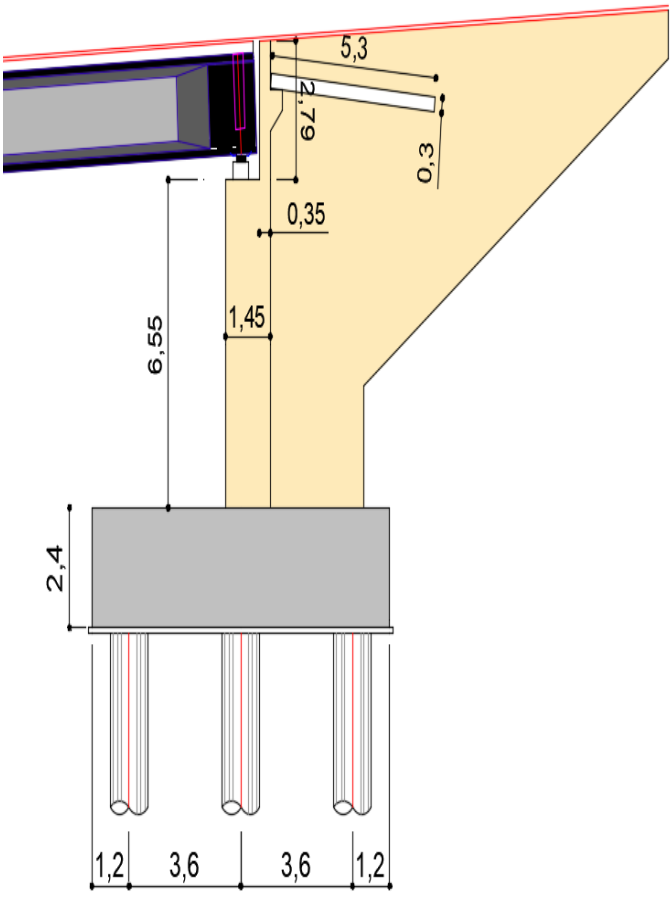
Tableau III. 2: Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur / Description		Figure
Hauteur	P1	6.3 m		
	P2	11.35 m		
	P3	10.2 m		
	P4	9.1 m		
Nombre de fûts		3		
Chevêtre	Dimensions	2.5 × 13.25 × 1.65 (m×m×m)		
Section	Forme	Circulaire pleine constante		
	Dimensions	Diamètre de 1.5 m		
Fondation	Pieux	Nombre	12	
		Diamètre	1.2 m	
		Profondeur	18 m	
	Dimensions semelle	9.6 × 13.2 × 2.4 (m×m×m)		

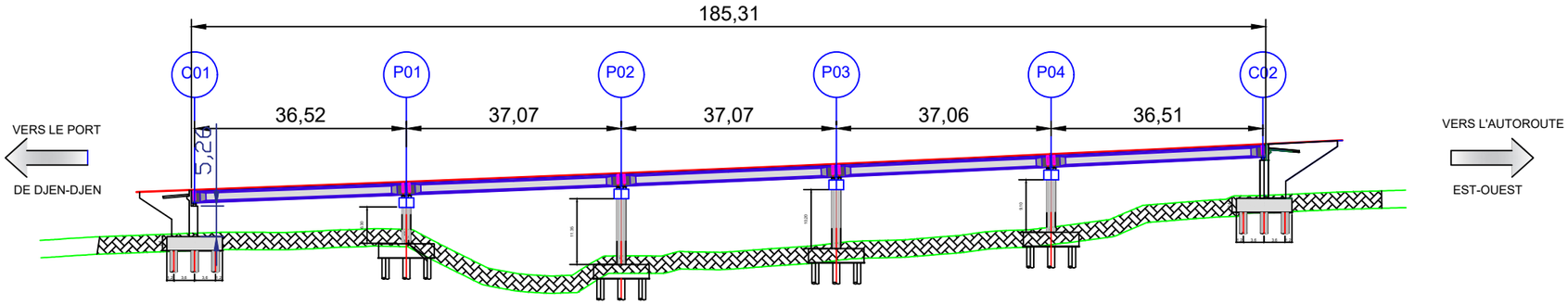
III.3.1.3.2. Culées

La culée est un élément fondamental de la structure de tout ouvrage dont le rôle est double. En effet, une culée joue à la fois le rôle d'appui du tablier de par le fait qu'elle soit soumise aux mêmes efforts que les piles, mais aussi le rôle de mur de soutènement car elle subit l'effet résultant de la poussée des terres et des surcharges de remblais.

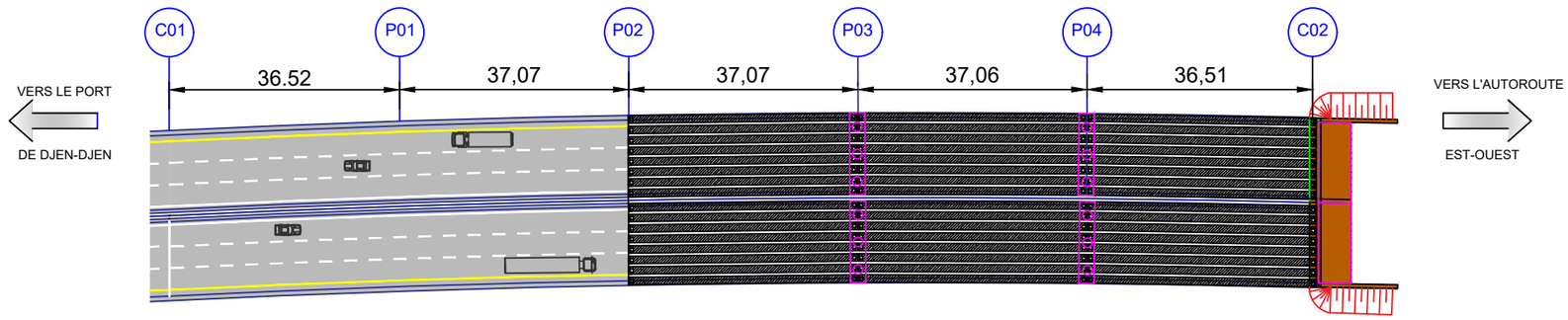
Tableau III. 3 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur		Figure
Mur frontal	Hauteur	6.55 m		
	Epaisseur	1.45 m		
	Longueur	13.60 m		
Mur garde grève	Hauteur	2.79 m		
	Epaisseur	0.35 m		
	Longueur	13.6 m		
Mur en retour	Epaisseur	0.80 m		
Dale de transition	Hauteur	0.30 m		
	Largeur	5.3 m		
Fondation	Pieux	Nombre	12	
		Diamètre	1.2 m	
		Profondeur	18 m	
	Dimensions semelle	9.6 ×13.74× 2.4 (m×m×m)		

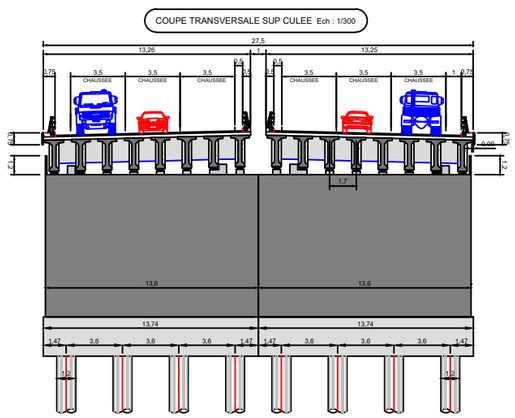
Profil en long Ech : 1/800



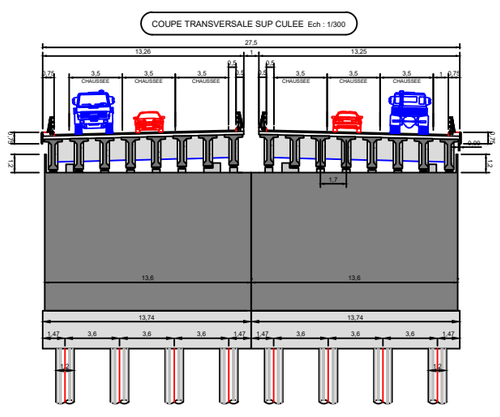
Vue en plan Ech : 1/800



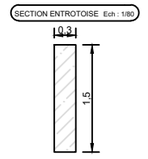
COUPE TRANSVERSALE SUP CULEE Ech : 1/300



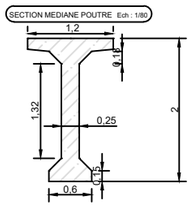
COUPE TRANSVERSALE SUP CULEE Ech : 1/300



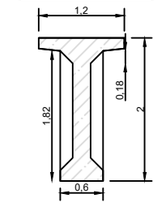
SECTION ENTROTOISE Ech : 1/80



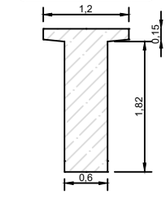
SECTION MEDIANE POUTRE Ech : 1/80



SECTION INTERMD POUTRE Ech : 1/80



SECTION ABOUT POUTRE Ech : 1/80



III.3.2.Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

Les ponts voussoirs construits par encorbellement successif, permettent d'atteindre des longueurs de portées importantes de l'ordre de 150 m, cette technique peut être employée sans problème majeur jusqu'à 200 m. Pour des longueurs de travées inférieures à 65/70 m on opte pour une hauteur de voussoir constante. Au-delà de ces valeurs on aura à faire diminuer la hauteur en se dirigeant vers la clef.

III.3.2.1. Conception longitudinale

- **Cas d'un ouvrage composé d'un fléau identique :**

Pour cette deuxième variante on propose une coupe longitudinale composée de deux travées principales de 56 m et deux travées de rives de 35 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 182 m.

En effet la répartition longitudinale des portes sera :

$0.625\times l+l+l+0.625\times l=35+56+56+35=182m$

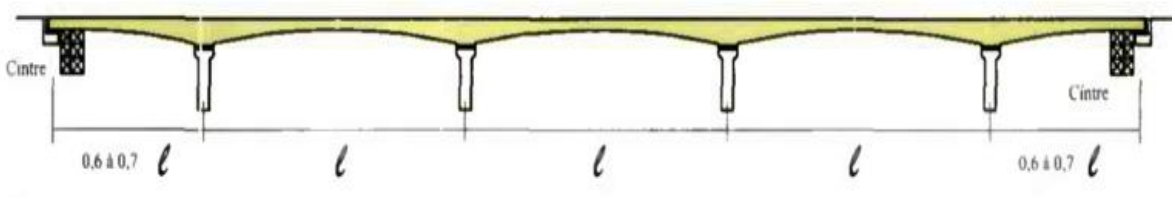


Figure III. 1 : répartition des travées

- **Découpage des voussoirs :**

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.5 m à 4 m, voire 5 m. On prend une longueur de voussoir égale à 3 m.

Pour faire monter l'équipage nécessaire à la réalisation, il faut en effet lui donner une longueur égale à deux fois celle du voussoir courant. On suppose que la longueur du voussoir sur pile est de 6 m.

La longueur du voussoir sur clef est de 2 m.

En utilisant ces valeurs on obtient un nombre total de voussoirs : N = 45

- 3 voussoirs sur piles.
- 4 voussoirs de clavage.
- 48 voussoirs courants.
- 4 voussoirs sur culée.

III.3.2.2. Conception transversale

Pour des largeurs de tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine (forme Trapèze).

D'après le guide de conception de SETRA : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, on propose le pré-dimensionnement de la section transversale de l'ouvrage :

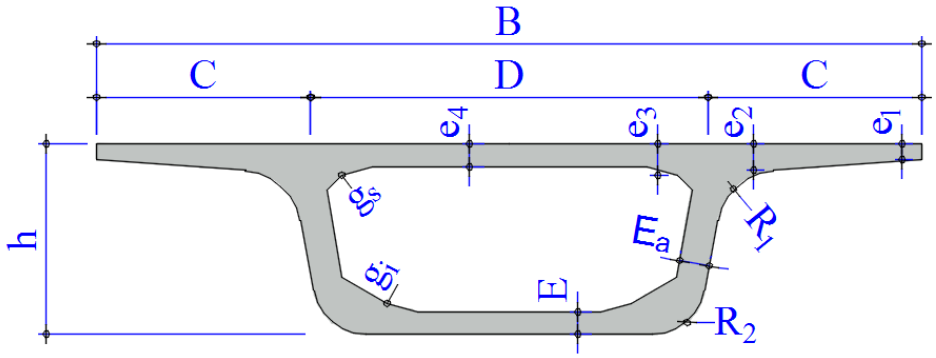


Figure III. 2 : Coupe transversale d'un voussoir

La figure précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont listées dans le tableau ci-après :

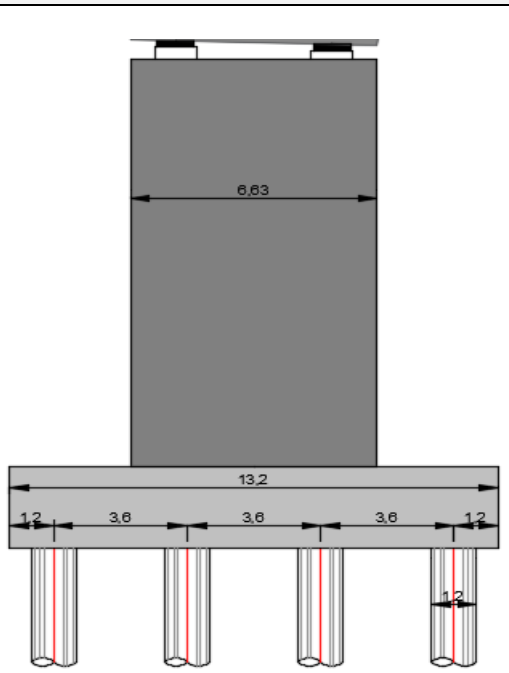
Tableau III. 4 : Pré-dimensionnement de la 2eme variante

Eléments	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$	240 cm
Largeur de voussoir	B	1325 cm
C	B/4	330 cm
D	B-2C	665 cm
e_1	$e_1 \geq 20$ à 25 cm	25 cm
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	45 cm
e_3	$e_3 > D/25$ cm	30 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	11.11 %
E_a	$E_a \geq 26 + L(m)/5$	40 cm
$E_c = E_p$	$E_c \geq (18\text{ cm}, 3\phi, E_a/3)$	30 cm
Gossier supérieur	$30° < \alpha < 45°$	42°
Gossier inférieur	$30° < \alpha < 45°$	30°

III.3.2.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée) :

III.3.2.3.1. Les piles

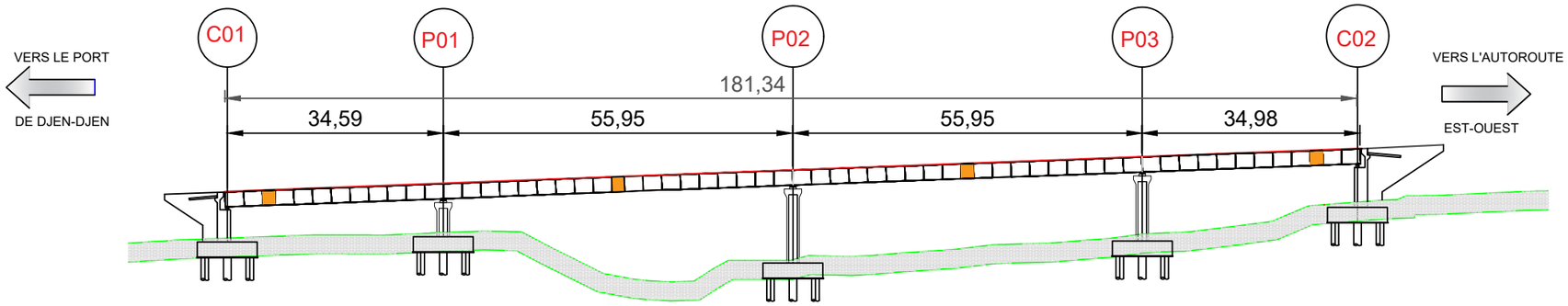
Tableau III. 5 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1.

Eléments		Dimensions (m)		Figure
Voile		Largeur	2	
		Longueur	6.63	
		Hauteur	HP1 = 5.20 HP2 = 11.9 HP3 = 5.5	
Fondations	Pieux	Nombre	12	
		Diamètre	1.2	
		Profondeur	18	
	Dimensions semelle	Largeur	13.2	
		Longueur	9.6	
		Hauteur	2.4	

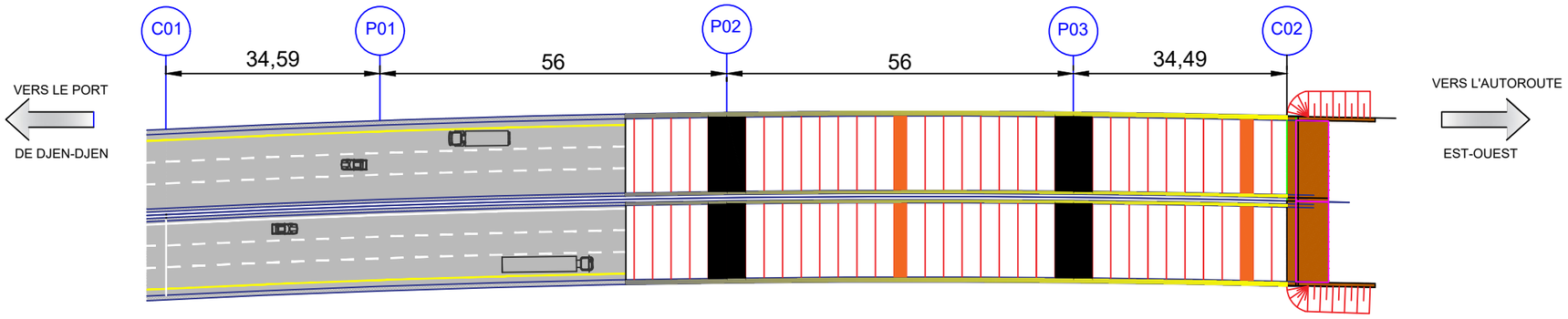
III.3.2.3.2. Culées

On prend le même type de culée que la variante 1, (Même pré-dimensionnement).

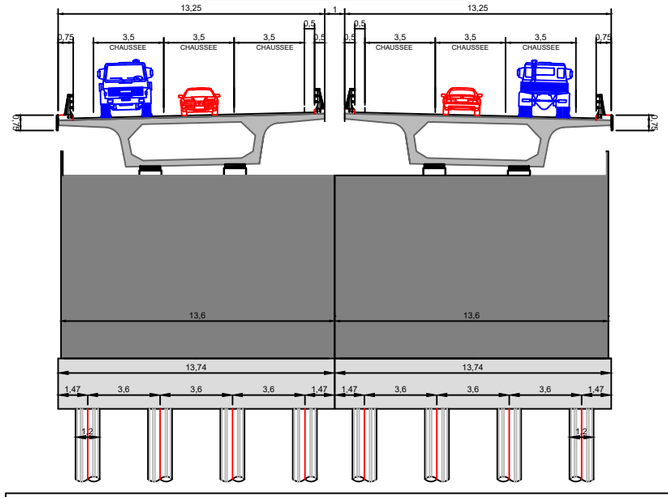
Profil en long Ech : 1/800



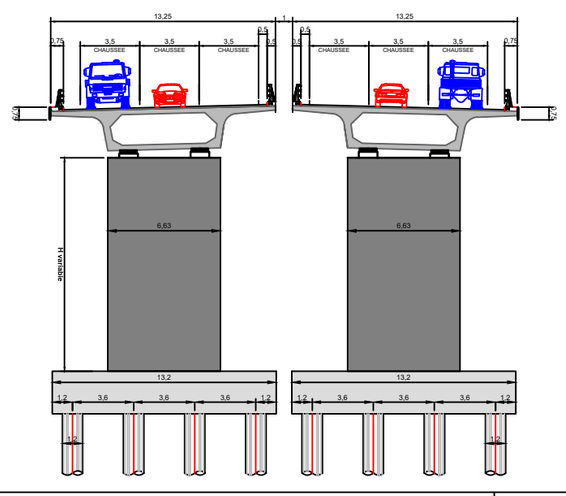
Vue en plan Ech : 1/800



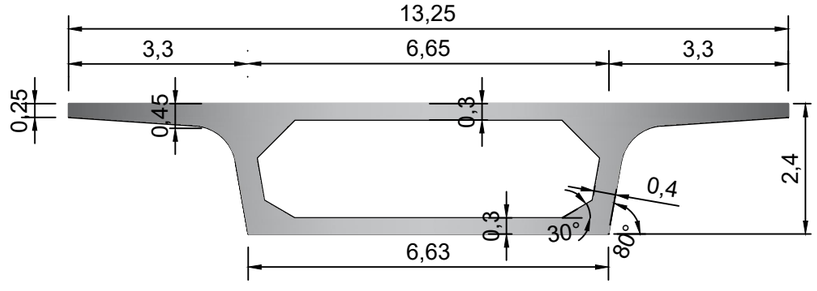
COUPE TRANSVERSALE SUP CULEE Ech : 1/350



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/350



COUPE VOUSSOIRE ECH1/80



III.3.3.Variante 3 : Pont Mixte Bipoutre

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées.



Figure III. 3: Vue transversale des éléments du tablier bipoutres.

III.3.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux travées principales de 54 **(L)** m de longueur et deux travées de rives de 37.8 **(0.7L)** de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 182.6 m.

III.3.3.2. Conception transversale

Le tablier est assez large (13.25 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont.

Conception des poutres principales :

On opte pour **a = 2.00 m** par conséquence **b =9.25 m.**

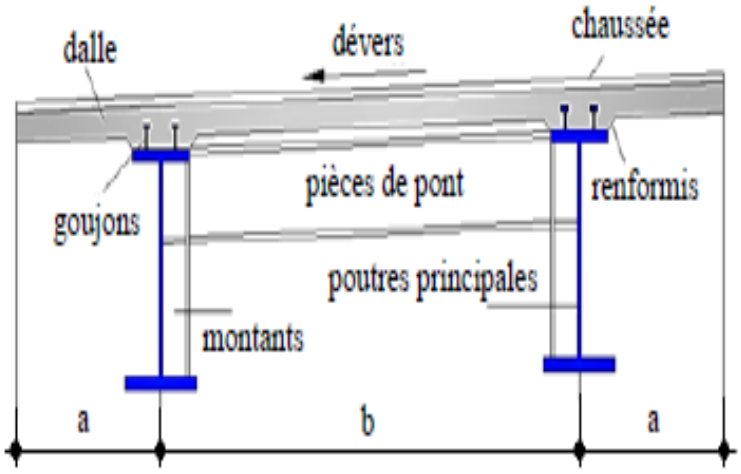


Figure III. 4 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.

Tableau III. 6 : Pré-dimensionnement de la 3eme variante.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue en (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur sur pile	$H_p = L/24$	2250
Hauteur à la clef	$H_c = L/36$	1500
Loi de variation parabolique	$H(x) = H_p - 2\times(H_p - H_c).(x/L) + (H_p - H_c).(x/L)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005\times d$	30
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	60
Largeur semelle inférieure sur pile	$500\ mm \leq b_i \leq 1200mm$	1000
Largeur semelle supérieure sur pile	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	700
Largeur semelle inférieure sur clef	$500\ mm \leq b_i \leq 1200mm$	800
Largeur semelle supérieure sur clef	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	700
Epaisseur de la semelle inférieure	$20\ mm \leq t_s \leq 150mm$	70

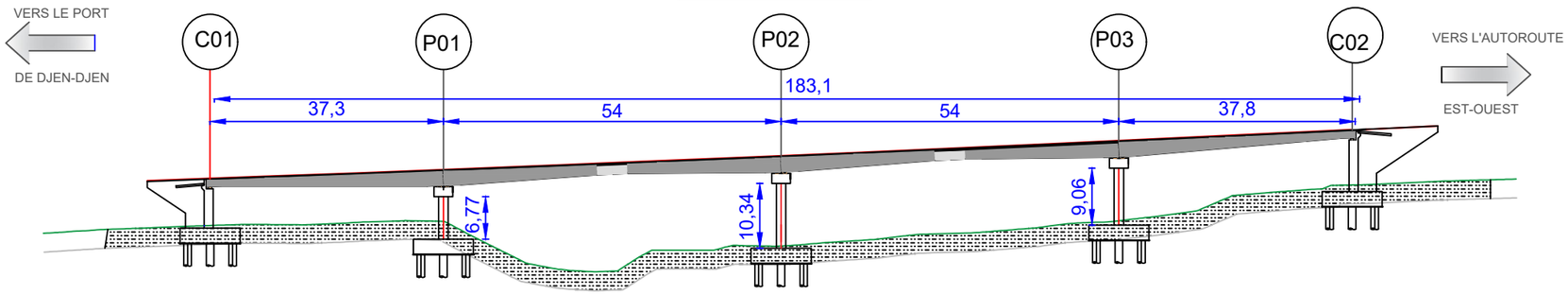
- **Conception des pièces de pont :**

Les pièces de pont sont des poutres secondaires en **I**, relient deux poutres principales, ont comme rôle, le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales. Dans cette variante l'espacement des pièces de pont égal à 4 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

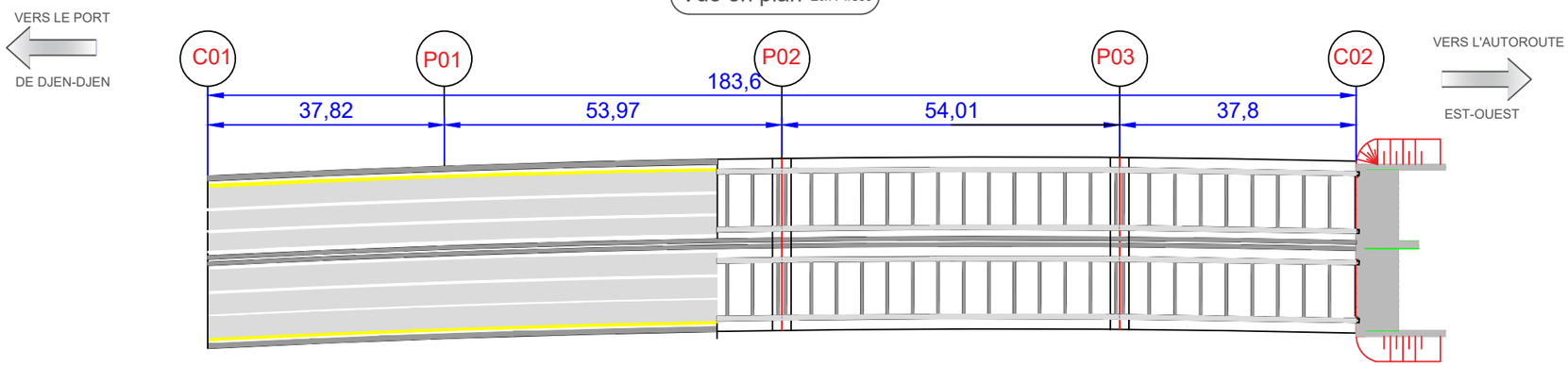
Tableau III. 7 : Conception des pièces de pont

Elément	Ration usuel	Valeur retenue en (mm)
Longueur de l'entretoise b	b=Lt – 4	925
Hauteur de la pièce de pont Hpp	Lt /15 ≤ Hpp ≤ Lt /10	1000
Largeur de la semelle bpp	220 mm ≤ bpp ≤ 300 mm	300
Epaisseur de la semelle tpp	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme tw-pp	10 mm ≤ tw-pp ≤ 12 mm	12

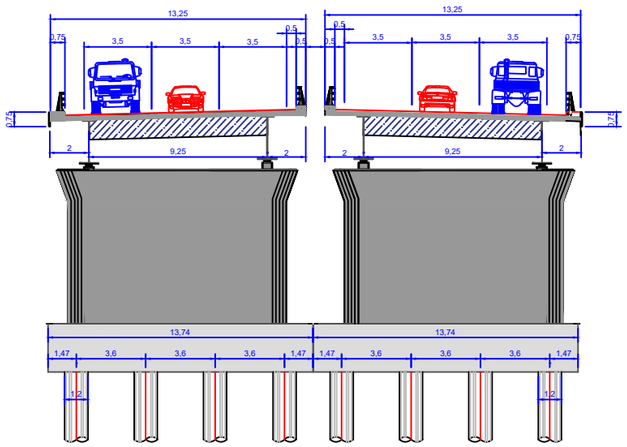
Profil en long Ech : 1/800



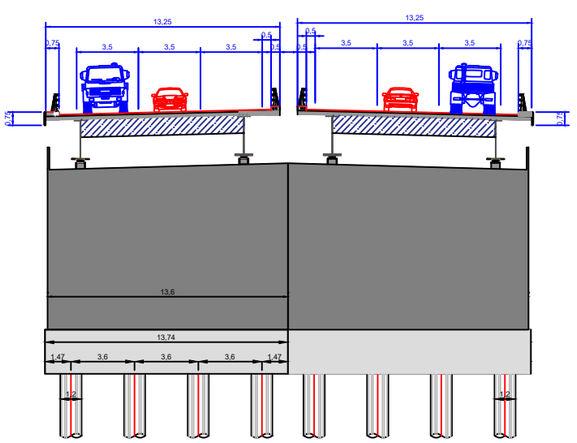
Vue en plan Ech : 1/800



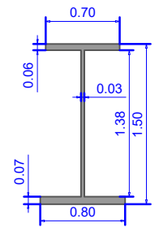
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/230



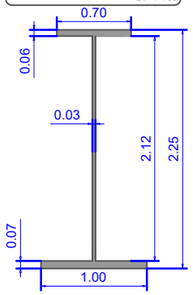
COUPE TRANSVERSALE SUP CULEE Ech : 1/300



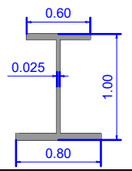
COUPE POUTRE SUR CLEF Ech : 1/50



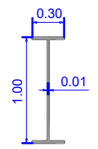
COUPE POUTRE SUR PILE Ech : 1/50



COUPE POUTRE SUR CULEE Ech : 1/50



ENTRETOISE Ech : 1/50



III.4. ANALYSE MULTICRITERE :

L'analyse multicritères consiste à choisir une série de critères permettant de rendre compte des avantages et inconvénients de chaque variante. Les résultats seront présentés sous la forme d'un tableau.

Tableau III. 8 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénient
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP	1- Les conditions du contrôle sont beaucoup plus faciles. 2- On peut aller jusqu'à $50m$ de portée en précontrainte par post-tension. 3- Maîtriser de la préfabrication des poutres. 4- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. 5- Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.	1- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure importante. 2- Coffrage difficile et limité au marché. 3- Nombre d'appuis importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage. 4- Ce type d'ouvrage est moins esthétique.
Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint	1- On peut atteindre des portées plus grandes, par conséquent moins de piles. 2- La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier. 3- Réduction et meilleure utilisation des coffrages. 4- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	1- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée. 2- Le poids est très important. 3- L'ouvrage constitue un système hyperstatique, très sensible aux tassements différentiels. 4- Ce pont demande des opérations d'entretiens très difficiles.
Variante 3 : Pont Mixte Bipoutre	1- La possibilité de franchir des grandes portées. 2-La rapidité d'exécution globale 3-Les ponts mixtes modernes sont des constructions dans lesquelles la consommation de matériau est optimisée.	1- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. 2- Un cout très élevé. 3- La demande d'une main d'œuvre qualifiée. 4- Entretien périodique.

III.4.1.Devis estimatif et quantitatif :

Concernant la 1ère variante, les résultats sont exposés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 9 : Devis estimatif de la 1ère variante.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 728,00	60 000,00	103 680 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	5 184,00	2 500,00	12 960 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	144,00	40 000,00	5 760 000,00
1,4	Recepage des pieux	U	144,00	24 000,00	3 456 000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	4 000 000,00	4 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**129 856 000,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	160,00	10 500,00	1 680 000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	3 700,00	15 000,00	55 500 000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	830,00	16 000,00	13 280 000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	820,00	16 000,00	13 120 000,00
2,6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	3 608,00	20 000,00	72 160 000,00
TOTAL (Poste 2)					**155 740 000,00**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	670,00	132 000,00	88 440 000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	722,00	132 000,00	95 304 000,00
3,3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	74	470 000,00	34 780 000,00
TOTAL (Poste 3)					**218 524 000,00**

TOTAL HORS TAXES	**504 120 000,00**
T V A 19 %	**95 782 800,00**
TOTAL EN TTC	**599 902 800,00**
cinq cent quatre-vingt-dix-neuf millions neuf cent deux mille huit cent Dinars Algérien	

Tableau III. 10 : Devis estimatif de la 2ème variante.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 440,00	60 000,00	86 400 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	4 320,00	2 500,00	10 800 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	120,00	40 000,00	4 800 000,00
1,4	Recepage des pieux	U	120,00	24 000,00	2 880 000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	4 000 000,00	4 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**108 880 000,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	135,00	10 500,00	1 417 500,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	3 092,00	15 000,00	46 380 000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	740,00	16 000,00	11 840 000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	830,00	16 000,00	13 280 000,00
2,6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	3 142,00	35 000,00	109 970 000,00
TOTAL (Poste 2)					**182 887 500,00**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	595,00	132 000,00	78 540 000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint	T	629,00	132 000,00	83 028 000,00
3,3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	126,00	490 000,00	61 740 000,00
TOTAL (Poste 3)					**223 308 000,00**

TOTAL HORS TAXES	**515 075 500,00**
T V A 19 %	**97 864 345,00**
TOTAL EN TTC	**612 939 845,00**
Six cent douze millions neuf cent trente-neuf mille huit cent quarante-cinq Dinars Algérien	

Tableau III. 11 : Devis estimatif de la 3ème variante.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 200,00	55 000,00	66 000 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3 600,00	2 500,00	9 000 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	120,00	40 000,00	4 800 000,00
1,4	Recepage des pieux	U	120,00	24 000,00	2 880 000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	4 000 000,00	4 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					**86 680 000,00**
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	135,00	10 500,00	1 417 500,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	3 092,00	15 000,00	46 380 000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	1 093,00	16 000,00	17 488 000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	830,00	16 000,00	13 280 000,00
2,6	Béton RN 35 pour la dalle	M3	1 068,00	18 000,00	19 224 000,00
TOTAL (Poste 2)					**97 789 500,00**
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	656,00	125 000,00	82 000 000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	213,60	125 000,00	26 700 000,00
3,4	Acier charpente métallique pour tablier (poutre + entretoise)	T	997	340 000,00	338 980 000,00
3,5	Assemblage et montage du tablier métallique	T	997	80 000,00	79 760 000,00
TOTAL (Poste 3)					**527 440 000,00**

TOTAL HORS TAXES	**711 909 500,00**
T V A 19 %	**135 262 805,00**
TOTAL EN TTC	**847 172 305,00**
Huit cent quarante-sept millions cent soixante-douze mille trois cent cinq Dinars Algérien	

III.5. Conclusion :

Le prédimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritères de celles-ci nous emmène vers la solution la plus avantageuse qu'offre la variante ‘’Pont à poutres précontraintes du type VIPP.

CHAPITRE : IV

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

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

On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures de précontrainte et des aciers de construction en relation direct avec le calcul et la conception des éléments de l'ouvrage.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- Règles **B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
- Règles **B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites
- **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes
- **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
- **Fascicule 62** - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

IV.3. Béton

Le béton est un mélange dans des proportions prédéfinies de liant (ciment), de granulat (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau et parfois d'autres ajouts, conformément aux prescriptions du **BAEL** ou du **BPEL**.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il est utilisé sous des contraintes plus élevées, ces qualités sont alors :

-une résistance élevée à la compression.

-l'étanchéité et la non agressivité chimique.

-une déformabilité instantanée et différée la plus faible possible.

-une bonne maniabilité.

IV.3.1 Caractéristiques mécaniques du béton

IV.3.1.1. Résistance du béton à la compression

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée $\mathbf{fc_{28}}$ et est choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m^3, elle est donnée par :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40\ MPa \\ f_{cj} = \dfrac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} & \text{pour} \quad f_{c28} \geq 40\ MPa \end{cases}$$

Pour notre pont, on opte :

f_{C28} = 35 MPa Pour le béton de la superstructure

f_{C28} = 27 MPa Pour le béton d`infrastructure

IV.3.1.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction $\mathbf{f_{tj}}$ à j jours qui est conventionnellement introduite par la relation :

$$\boldsymbol{ftj = 0{,}6 + 0{,}06fcj}$$

Pour *le* béton de la superstructure : ftj = 0,6 + 0,06fcj = 0,6 + 0,06(35) =**2,7*Mpa***

Pour *le* béton d'infrastructure : ftj = 0,6 + 0,06fcj = 0,6 + 0,06(27) =**2,22*Mpa***

IV.3.2 Les contraintes limites du béton

IV.3.2.1. Contraintes admissibles à la compression

- **A l'ELU :**

$$\mathbf{f_{bu}} = \frac{\mathbf{0.85}\, fcj}{\theta \times \gamma b}$$

θ = 1,0 dans le cas général quand la durée d'application considérée est supérieure à 24h
0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures .
0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

γb = 1.50 Dans le cas d'une situation durable ou transitoire.
γb = 1.15 Dans le cas d'une situation accidentelle.

D'où :

$\mathbf{f_{bu}}$ =
- **19,83** MPa. En situations durables ou transitoires pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 35 MPa**
- **25,86** MPa. En situations accidentelles pour $\mathbf{f_{c28}}$**=35 MPa**.
- **15.30** MPa. En situations durables ou transitoires pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 27 MPa**.
- **19.95** MPa. En situations accidentelles pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 27 MPa**

- **A l'ELS** :

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$\sigma_{bc} =$ { $0{,}6 f_{c28}$ sous l`effet des combinaisons rares et fréquentes. ; $0{,}5 f_{c28}$ sous l`effet des combinaisons quasi permanents. }

$\sigma_{bc} =$ { $0{,}6 \times 35 = \mathbf{21\ MPa}$; $0{,}5 \times 35 = \mathbf{17.5\ MPa}$ }

IV.3.2.2. Déformation du béton

- **Déformation longitudinale du béton**

Pour un chargement d'une durée d'application inferieur à 24h le module de déformation instantanée du béton Eij est égal à :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{fc28} = 11000 \times \sqrt[3]{35} =$ **35982 MPa** pour la superstructure.

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{fc28} = 11000 \times \sqrt[3]{27} =$ **33000 MPa** Pour l`infrastructure.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donnée par la formule :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{fc28} = 3700 \times \sqrt[3]{35} =$ **12102 MPa**. Pour la superstructure.

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{fc28} = 3700 \times \sqrt[3]{27} =$ **11100MPa.** Pour l`infrastructure.

- **Déformation transversale du béton**

Selon la loi de Hooke : $\mathbf{G} = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec ν le coefficient de poisson qui représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale, pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

- ν = 0,20 pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- ν = 0,00 pour un béton fissuré. (E.L.U).

A L`ELU :

G=6051 MPa pour la superstructure

G=5550 MPa pour l`infrastructure

A L`ELS :

G=5042.5 MPa pour la superstructure

G=4625 MPa pour l`infrastructure

IV.4. ACIER

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

- Les aciers **actifs** (ou de précontrainte), qui créent et maintiennent la tension de précontrainte sur le béton.
- Les aciers **passifs,** sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en cas d'absence d'étriers précontraints), pour limiter la fissuration et pour servir d'aciers de montage afin de constituer une cage d'armatures maintenant les aciers actifs.

IV.4.1 Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton Armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures.

On utilise des armatures d'acier de hautes adhérences qui ont pour caractéristiques :

- Nuance Fe E500.
- Limite d'élasticité Fe = 500 Mpa
- Module d'élasticité Es = 2.1 105 MPa

IV.4.1.1. Contrainte limite de traction

En fissuration peu nuisible : $\boldsymbol{\sigma s = fe/\gamma s}$.

En fissuration préjudiciable : $\boldsymbol{\sigma s = \max\{1/2 \times fe\ ;\ 110\sqrt{n \times ftj}\}}$

En fissuration très préjudiciable : $\boldsymbol{\sigma s = \max\{0.4 \times fe\ ;\ 88\sqrt{n \times ftj}\}}$

Avec : n = 1,6 Aciers à haute adhérence.

Tableau IV. 1 : Contraintes admissibles de traction des armatures

Fissuration		Contrainte limite	
		superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	S durable γs = 1.15	434.78	434.78
	S accidentelle γs = 1	500	500
prejudiciable		250	250
Tres prejudiciable		200	200

IV.4.2 Aciers actif (aciers de précontrainte) :

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont une plus forte teneur en carbone. On utilisera des câbles **12T15S (super)** car ce type de câble est réservé aux ouvrages de portées moyennes à grandes.

IV.4.2.1. Caractéristiques mécaniques

- **Résistance à la rupture**

C'est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne f_{prg}.

Dans notre projet : $f_{prg} = 1770$ MPa

- **Limite élastique :**

Les aciers de précontrainte n'ayant pas de palier de plasticité, on définit la limite élastique conventionnelle comme étant la contrainte qui, après retour à la contrainte nulle laisse un allongement résiduel de 1‰, on la désigne par :

$f_{peg} = 1593$ MPa.

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du **BPEL**

IV.4.2.2. Autres caractéristiques (mécaniques et géométriques) :

- Le module d'élasticité longitudinal des aciers de précontrainte : EP=190000 MPa.
  Coefficient de frottement angulaire : f = 0,18 rd-1
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2 \times 10^{-3}\, m^{-1}$.
- Recul d'ancrage : g = 6 mm.
- Relaxation à 1000 heures : ρ_{1000}= 2,50 % (acier à très basse relaxation TBR).
- $\mu 0$= 0,43 % (TBR).
- Les câbles ont les caractéristiques géométriques suivantes :
- Section nominale d'un toron : 150 mm².
- Poids de 1T15s =1,175 (kg/m)
- Section d'un câble 1T15 S = 1800 mm2
- Diamètre extérieur de la gaine ϕext = 82 mm.
- Diamètre intérieur de la gaine : ϕint = 75 mm.

IV.4.2.3. Classe de justification de la précontrainte

Classe II (la plus courante). Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

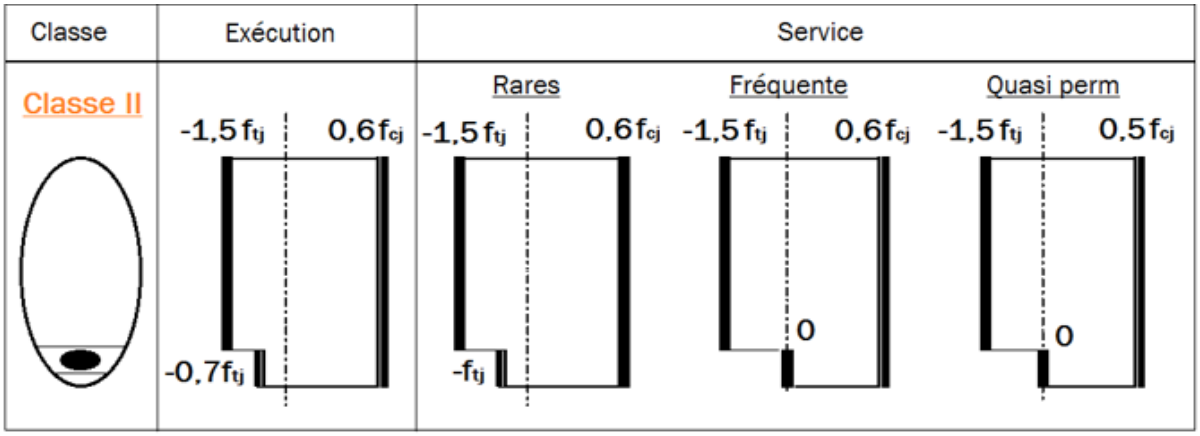


Figure IV. 1 : limitation des contraintes des sections en bp

IV.5. LES ACTIONS

Les actions appliquées à l'ouvrage sont :
- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Les actions accidentelles.

IV.5.1 Les charges permanentes

Les charges permanentes sont les charges dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite. Elles sont notées ''CP'', qu'ils sont :

- Le poids propre G des éléments de la structure
- Le poids des équipements fixe de toute nature (Garde-corps, corniche, revêtement…)
- Poids et la poussée des terres
- La précontrainte
- Le tassement des appuis
- Variation linéaire du tablier
- Dû au retrait et au fluage du béton

IV.5.1.1. Les éléments porteurs (charge permanente CP)

- **Poids total des poutres :**

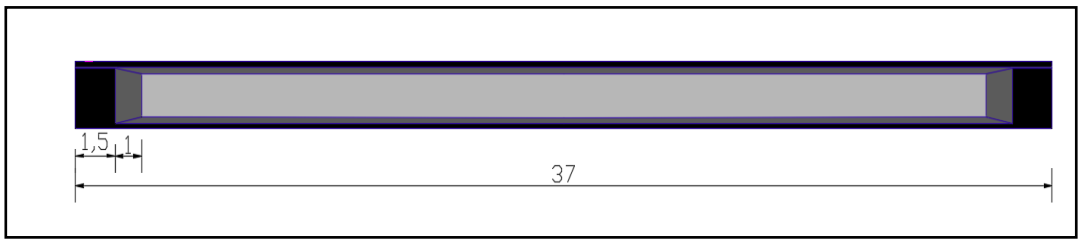


Figure IV. 2:coupe longitudinale d`une poutre

Le poids d'une poutre est :

P_{poutre} = Volume $_{poutre}$ × Poids volumique $_{Béton\ armé}$

P poutre = (3×1,299+2×1,022+32×0,776) ×25

P poutre = **769,325 KN**

Le poids total des poutres d'une seule travée :

P poutres =769,325×8 =**6154.6 KN**

Le poids total des poutres par mètre linéaire :

$G = \frac{6154.6}{37}$ = **166.34 KN/ml**

- **Poids total de la dalle :**

On a :

- L'épaisseur de la dalle : 22 cm
- La Largeur de la dalle : 13.25 m

G Dalle = 0.22 × 13.25 × 1 × 25 = **72.875 KN/ml**

IV.5.1.2. Complément des charges permanentes (CCP)

- **Poids du revêtement :**

$G_{revêtement}$ = Epaisseur $_{revêtement}$ × Largeur roulable × Poids Propre du revêtement

$G_{revêtement}$ =0.08×12 ×1 × 24

$G_{revêtement}$ =**23.04 KN/ml**

- **Poids de trottoire+corniche**

$G_{corniches+trorroire}$=**9.19 KN/ml**

- **Poids des glissières** :

On prend :

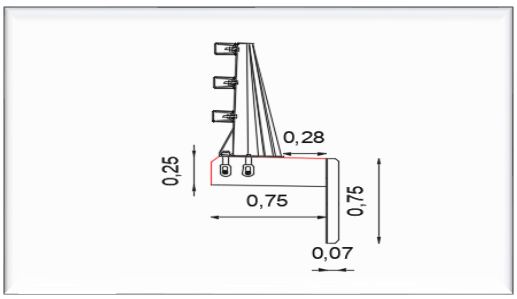


Figure IV. 3: Trottoir + corniche

$G_{glissières}$ = 2 **KN/ml**

Le bilan des charges permanentes

Tableau IV. 2: Récapitulatif des charges

Les charges	Elément	Poids (KN/ml)	Poids total (KN)
Cp	Poutres	166.34	6154.6
	Dalle	72.87	2696.38
	Entretoise	11.62	162.75
CCP	Revêtement	23.04	852.48
	Corniches+trottoires	9.19	340.03
	Les garde-corps	2	74
G (une seule travée)	**277.84**		**10280.24**

IV.5.2 Les caractéristiques de pont

- **Largeur roulable**

Elle est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

Pour notre pont :

Lr = 12 mètre linéaire

- **Largeur chargeable**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de

0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Notre pont est équipé par des gardes corps sur les deux extrémités, donc

Lc = 11 mètre linéaire

- **Nombre de voies**

Selon le RCPR, les chaussées comportant un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur **largeur chargeable**, exprimée en mètres.

n = int ($\frac{11}{3}$) = **3 voies**

- **Largeur d'une voie**

C'est la largeur chargeable divisée par le nombre de voies. Pour notre pont, on introduit

V= $\frac{11}{3}$ = 3.5m

- **Classification du pont**

Suivant l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable **Lr** .

Tableau IV. 3:Classes d`un pont

Classe du pont	Largeur (m)
1^{ére} Classe	Lr ≥ 7m
2^{éme} Classe	5.5m < Lr < 7m
3^{éme} Classe	Lr ≤ 5.5m

Dans notre pont Lr = 12 mètre linéaire, Donc notre ouvrage est de **1ère classe.**

IV.5.3 Les charges d'exploitation

On peut repérer :

- Système de charge A(l).
- Système B (Bc et Bt).
- Les surcharges militaires MC120.
- Les surcharges exceptionnelles D240.

IV.5.3.1. La surcharge de type A(l)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, exprimée par la formule suivante :

A(l)= 2.3 + $\frac{360}{12+l}$ [KN/m²] ; ***l*** est longueur chargée (longueur de portée) exprimé en m

A(l)= 2.3 + $\frac{360}{12+37}$ = 7.67 KN/m²

$$A_1(l) = \max \begin{cases} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002 \times l \end{cases}$$

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Figure IV. 4:Valeurs de a_1

$A_2(l)$ est obtenue en multipliant $A_1(l)$ par le coefficient a_2 telle que : $a_2=\frac{v0}{v}$

Pour notre cas $v_0=3.5$

v est la largeur réelle d'une voie $v=3.67$

D`où $a_2=0.95$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 4: résultats de calcule de A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a1	a2	A(l)xa1xa2 (kN/m2)	Lv (m)	A(l) (kN/ml)
1	37	9.65	1	0.95	9.21	3.67	33.76
2	37	9.65	1	0.95	9.21	7.33	67.53
3	37	9.65	0.9	0.95	8.29	11.00	91.16

IV.5.3.2. Système de charge B

Le système de charge B contient trois types de charges :

- Charge Bc qui se compose des camions de (300 KN).
- Charge Bt qui se compose de deux essieux tandems (320 KN)
- Charge Br qui se compose d'une roue unique (100 KN)

- **Système Bc**

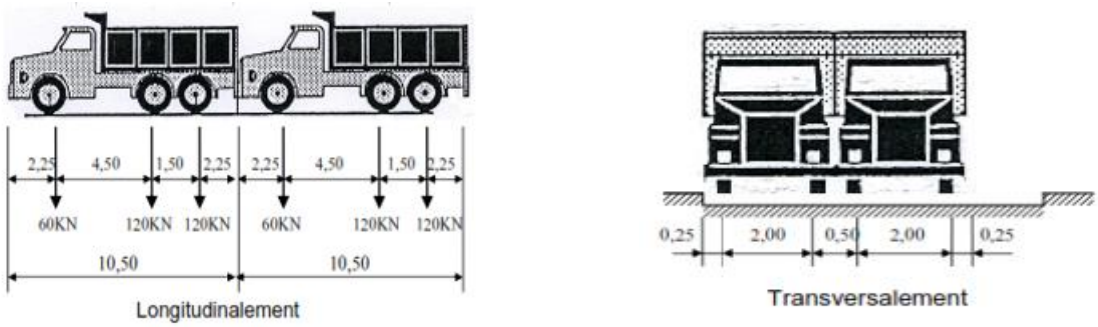


Figure IV. 5: Système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné par l.

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Figure IV. 6 : Valeurs de Bc

Le résultat de la charge Bc sur les trois voies chargées donné par le tableau suivant :

Tableau IV. 5: Résultats de calcule de Bc

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

- **Surcharge Bt**

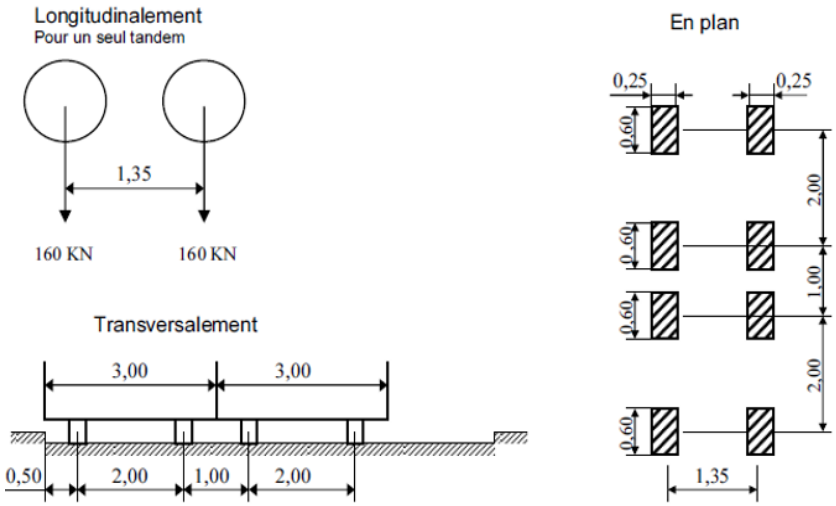


Figure IV. 7:Système Bt

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt =1,20

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

Figure IV. 8:valeurs de Bt

Tableau IV. 6: Résultats de calcul de Bt

N° des voies	Bt (kN)	bt	Bt x bt (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3 - 4	640	1.2	768

IV.5.3.3. Surcharge militaire MC120

Les ponts doivent être calculé pour supporter les véhicules de type MC120 de telle ce dernier peut circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité mais on doit limiter l'espacement entre deux convois environ 30.5m.

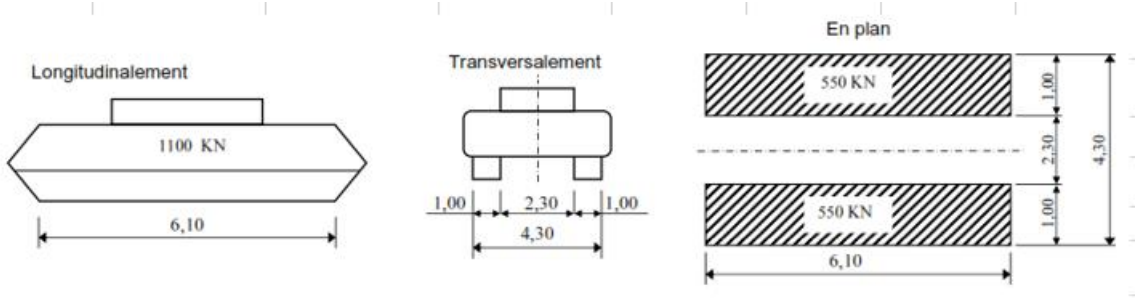


Figure IV. 9: Disposition de système Mc120

IV.5.3.4. Surcharge de convoi exceptionnelle D_{240}

Le convoi D_{240} est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont. Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable. Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

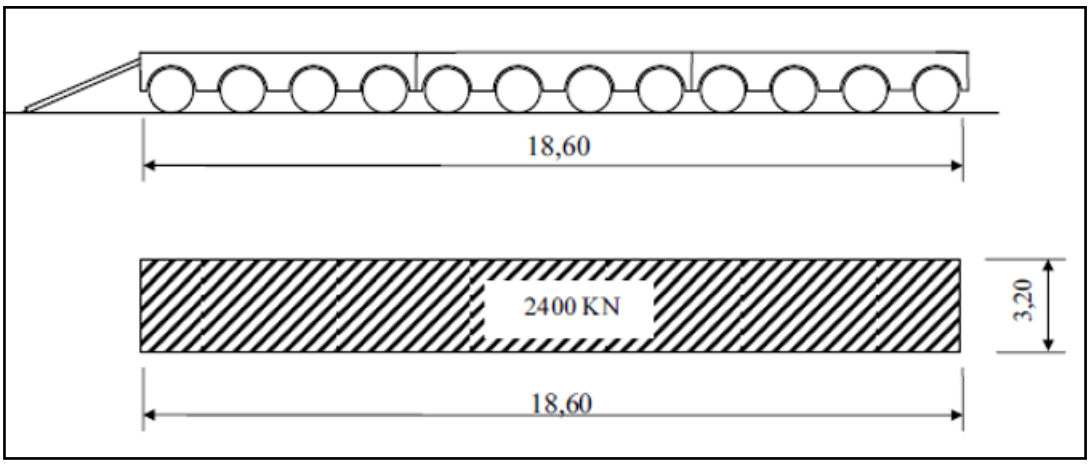


Figure IV. 10:Convoi D240

IV.5.3.5. Le coefficient de majoration dynamique

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.
Les résultats de calcule sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV. 7: Résultats de calcul de coefficients de majoration

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	37	10280,2	1710	**1,072**
B_t			768	**1,059**
Mc120			1100	**1,063**

IV.5.3.6. Efforts de freinage

- **Système de charge A**

L'effort de freinage de système A est donnes par :

$$\mathbf{F} = \frac{A.S}{20+0.0035\times S} \ \mathbf{(KN)}$$

Avec : S la surface chargée en (m²)

Tableau IV. 8:Résultats de calcul de l`effort de freinage de A(l)

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	135,67	9,21	61,02
2	271,33	9,21	119,26
3	407,00	8,29	157,44

- **Système de charge B_c**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids et ce système n'est pas à majorer pour effets dynamiques F_{Bc}=300 KN.

IV.6. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établies par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

CHAPITRE : V

ETUDE LONGITUDINALE

V.1. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

V.1.1. Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente

On détermine le moment fléchissant dans les sections d'abscisses, x = L/2

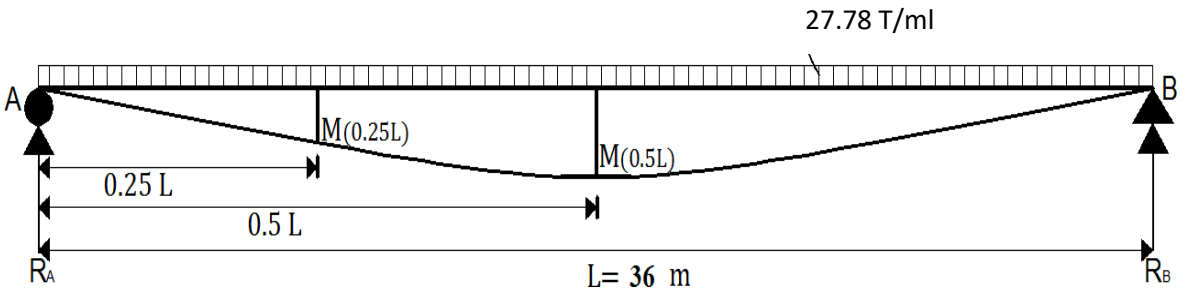


Figure V. 1 : Moment fléchissant du a la charge permanente

- **Calcul des réactions R_A et R_B :**

$R_A = R_B = \frac{Q_G \times L}{2} = \frac{277.8 \times 36}{2} = 5000.4$ KN

- **Calcul du moment M (L/2) :**

$M = \frac{Q_G \times L^2}{8} = \frac{277.8 \times 36^2}{8} = 45003.6$ KN.m

V.1.2. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A(l)

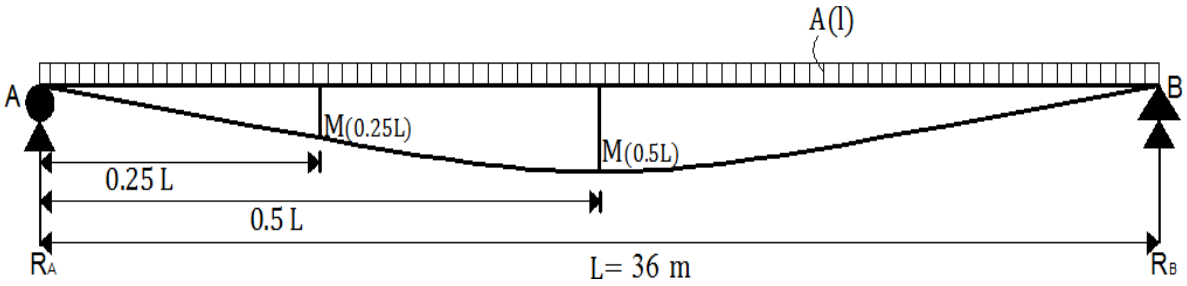


Figure V. 2 moment fléchissant dû à la surcharge A(l)

- **Calcul des réactions R_A et R_B :**

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

Une voix chargée :

$R_A = R_B = A(l)_{1v} \times \frac{L}{2} = 33.76 \times \frac{36}{2} = 607.68$ KN

Deux voies chargées :

$R_A = R_B = A(l)_{2v} \times \frac{L}{2} = 67.53 \times \frac{36}{2} = 1215.54$ KN

Trois voies chargées :

$R_A = R_B = A(l)_{3v} \times \frac{L}{2} = 91.16 \times \frac{36}{2} = 3281.76$ KN

- **Calcul du moment M (L/2) :**

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

Une voix chargée :

$M_{1v} = A(l)_{1v} \times \frac{L^2}{8} = 33.76 \times \frac{36^2}{8} = 5469.12$ KN.m

Deux voies chargées :

$M_{2v} = A(l)_{2v} \times \frac{L^2}{8} = 67.53 \times \frac{36^2}{8} = 10939.86$ KN.m

Trois voies chargées :

$M_{3v} = A(l)_{3v} \times \frac{L^2}{8} = 91.16 \times \frac{36^2}{8} = 14767.92$ KN.m

V.1.3. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge B_c

- **Théorème de BARRE** :

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre. La résultante peut se trouve soit à droite soit à gauche de l'axe de la poutre.

$$X_R = \frac{\Sigma Pi \times Xi}{\Sigma Pi}$$

$$X_R = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{600}$$

$X_R = 9.45$

a= XR - 1.5 - 4.5

a = 3.45 m

$\Sigma P_i = 600$ KN

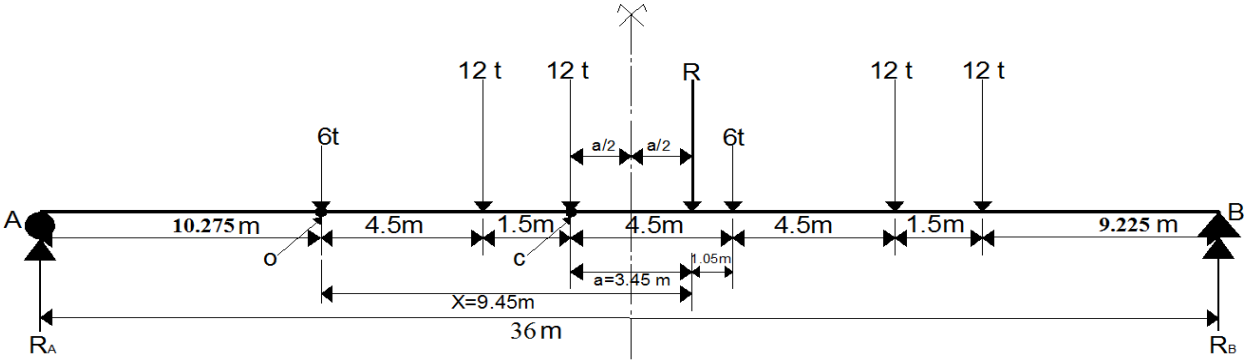


Figure V. 3 Disposition de la charge Bc

- **Calcul des réactions R_A et R_B :**

On a:

RA + RB = 600 KN.

$\Sigma M_{/A} = 0$

36 × RB = 6×10.275 + 12×14.775 + 12×16.275 + 6×20.775 + 12×25.275 + 12×26.775.

R_B = 328.75 KN ; R_A = 271.25 KN

- **Calcul du moment fléchissant M/C :**

M/C = 16.275×RA - 6×6 - 12×1.5

$M_{/C}$ = 3874.6 KN.m

Une voie chargée :

M1/C = M/C × δ_{Bc1} ×bc1

$M_{1/C}$ = 4919.2 KN.m .

Deux voies chargées :

M2/C = M/C × δBc2 × bc2 × 2.

$M_{2/C}$= 9838.3 KN.m .

Trois voies chargées :

M3/C = M/C × δBc3 × bc3 × 3

$M_{3/C}$ =11837.67 KN.m

V.1.4. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge Bt

Un seul cas se présente pour la position R par rapport à l'axe médiane. Appliquons le Théorème de Barré, on aura :

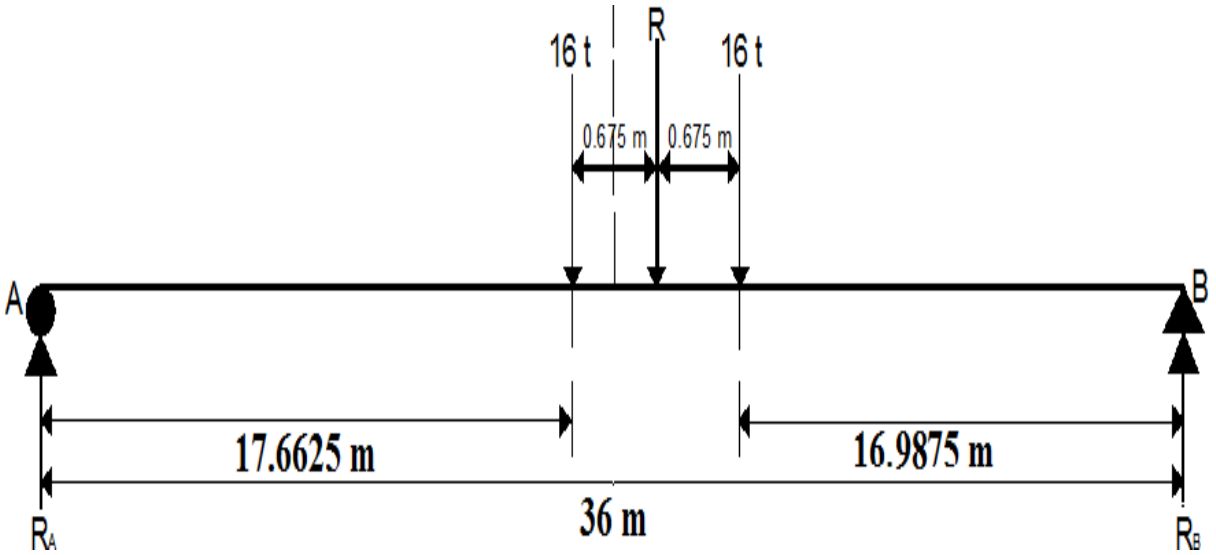


Figure V. 4 : Disposition de la charge Bt

$R_A = R_B = 160$ KN

$M_{/C} = 17.6625 \times R_A$

$M_{/C} = 2826$KN.m

Un tandem :

$M1/C = M/C \times \delta Bt1 \times bt1$

M1/C= 3570.93 KN.m

Deux tandems :

$M_{2/C} = M/C \times \delta Bt2 \times bt2 \times 2$

$M_{2/C}$=3591.28 KN.m

V.1.5. Calcul du moment dû à la surcharge mc120

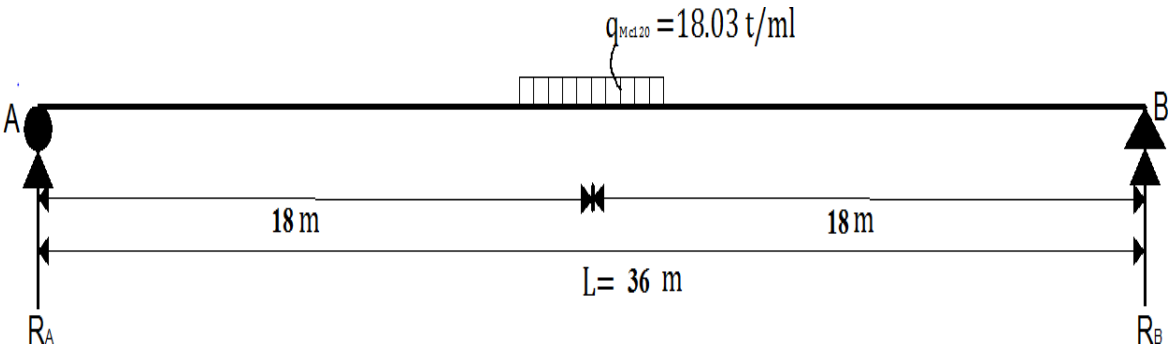


Figure V. 5 : Charge mc120

$R_A = R_B = 550$ KN

$M=550\times18 - \frac{180.3\times3.05^2}{2}$

M **=9061.38 KN.m**

$Mmax = M \times \delta_{mc120}$ **=9632.24 KN.m**

V.1.6. Calcul du moment dû à la surcharge D240

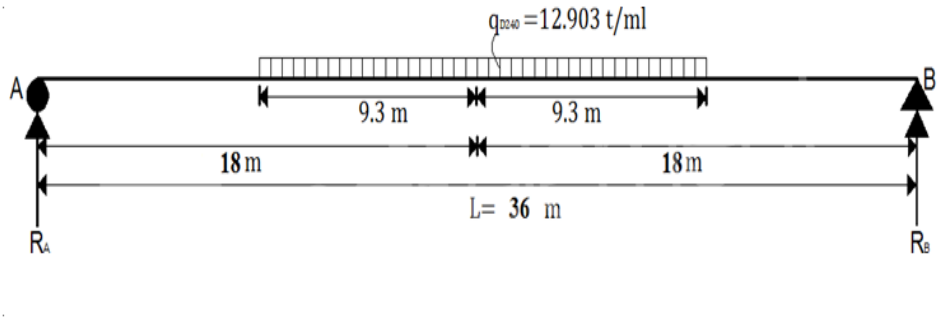


Figure V. 6 : charge D240

$R_A = R_B = 1200$ KN

$M_{max}= 1200\times18 - \frac{129.03\times9.3^2}{2}$

M_{max}=16020.1 KN.m

- **Le bilan :**

Tableau V. 1:Tableau récapitulatif des moments fléchissant à x=0.5L

Charges et surcharges		M_{max} (KN.m)	$M_{max/poutre}$ (KN.m)
Charge permanant G		45003.6	5625.45
A(l)	1 voie	5469.12	683.64
	2 voies	10939.86	1367.48
	3 voies	14767.92	1845.99
B_c	1 voie	4919.2	614.9
	2 voies	9838.3	1229.79
	3 voies	11837.67	1479.71
B_t	1 tandem	3570.93	446.37
	2 tandems	3591.28	448.91
Mc120		9632.24	1204.03
D240		16020.1	2002.51

V.2. Calcul des efforts tranchants

V.2.1. Calcul des efforts tranchants dû à la charge permanente

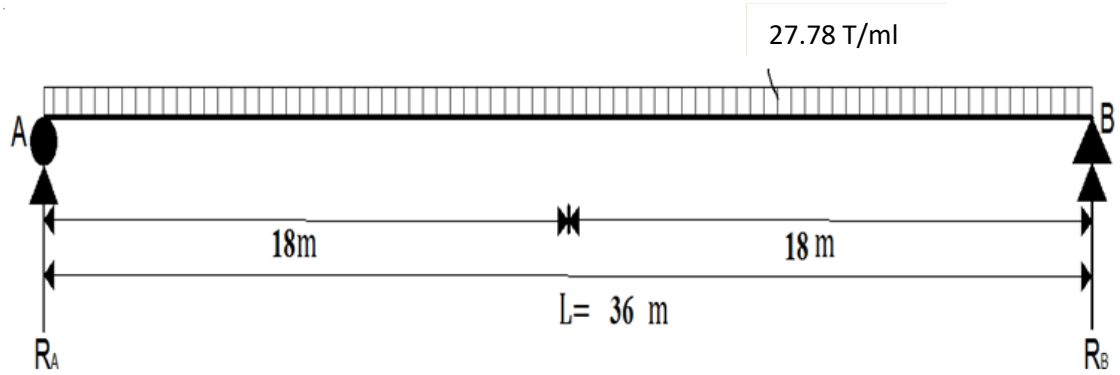


Figure V. 7 : Efforts tranchants dû à la charge permanente

- **Calcul des réactions R_A et R_B :**

$R_A = R_B = \frac{Q_G \times L}{2} = \frac{277.8 \times 36}{2} = 5000.4$ KN

Calcul de l'effort tranchant à x = 0 :

$T_{x=0} = R_A = 5000.4$ KN

V.2.2. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l)

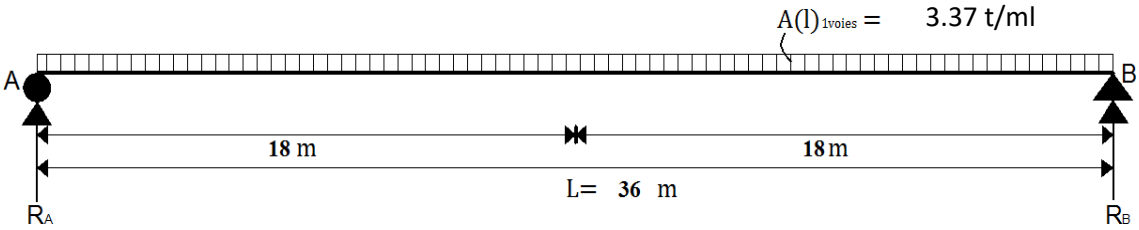


Figure V. 8 : Efforts tranchants dû à la surcharge A(l)

- **Calcul des réactions R_A et R_B :**

$R_A = R_B = A(l)_{1v} \times \frac{L}{2} = 33.76 \times \frac{36}{2} = 607.68$ KN.

- **Calcul de l'effort tranchant à x = 0 :**

Une voie chargée :

$$T_{1v} = A(l)_{1v} \times \frac{L}{2} = 607.68 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$T_{2v} = A(l)_{2v} \times \frac{L}{2} = 67.53 \times \frac{36}{2} = 1215.54 \text{ KN}$$

Trois voies chargées :

$$T_{3v} = A(l)_{3v} \times \frac{L}{2} = 91.16 \times \frac{36}{2} = 1640.88 \text{ KN}$$

V.2.3. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge B_c

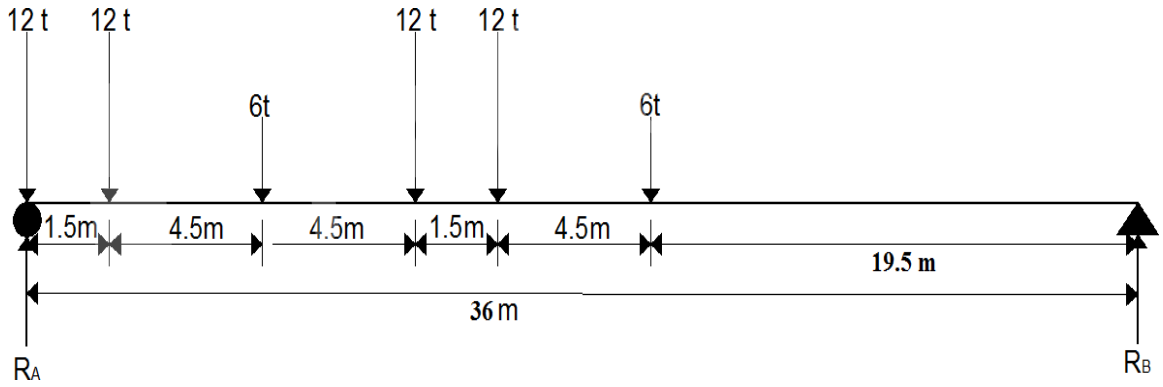


Figure V. 9 : Efforts tranchants dû à la surcharge Bc

- **Calcul des réactions R_A et R_B :**

$$R_A + R_B = 600 \text{ KN}$$

$$R_A = \frac{120 \times 36 + 120 \times 34.5 + 60 \times 30 + 120 \times 25.5 + 120 \times 24 + 60 \times 19.5}{36}$$

$$R_A = 482.5 \text{ KN}$$
$$R_B = 117.5 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant à x = 0 :**

$T_{max} = R_A - 120 = 362.5$ KN

Une voie chargée :

$$T_{1v} = T_{max} \times \delta_{Bc1} \times bc_1$$
$$T_{1v} = 459.85 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$T_{2v} = T_{max} \times \delta_{Bc2} \times bc_2 \times 2$$
$$T_{2v} = 850.14 \text{ KN}$$

Trois voies chargées :

$$T_{3v} = T_{max} \times \delta_{Bc3} \times bc_3 \times 3$$

$$T_{3v} = 1107.5 \text{ KN}$$

V.2.4. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge B_t

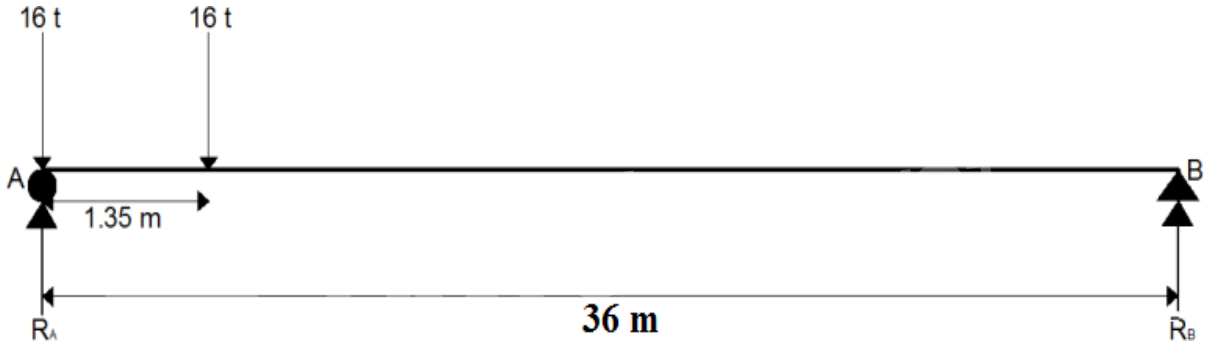


Figure V. 10 : Efforts tranchants dû à la surcharge Bt

- **Calcul des réactions R_A et R_B :**

$R_A + R_B = 320$ KN

$$R_B = \frac{160 \times 1.35}{36}$$

$$R_B = 5.83 \text{ KN}$$

$$R_A = 314.17 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant à x = 0 :**

$T_{max} = R_A - 160$

$T_{max} = = 154.17$ KN

Un tandem :

$$T_{1t} = T_{max} \times \delta_{Bt1} \times bt_1$$

$$T_{1t} = 194.81 \text{ KN}$$

Deux tandems :

$$T_{2t} = T_{max} \times \delta_{Bt2} \times bt_1 \times 2$$

$$T_{2t} = 391.84 \text{ KN}$$

V.2.5. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Mc120

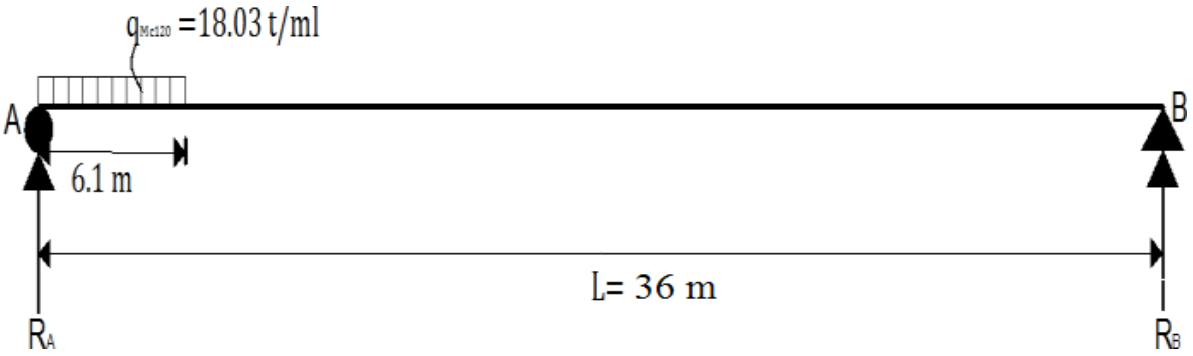


Figure V. 11:Efforts tranchants dû à la surcharge Mc120

- **Calcul des réactions R_A et R_B :**

$R_A + R_B = 1100$ KN.

$R_B = \frac{1100 \times 3.05}{36} = 93.19$ KN

$R_A = 1006.81$ KN

- **Calcul de l'effort tranchant à x = 0 :**

$T_{max} = R_A \times \delta_{mc120} = 1070.24$ KN.

V.2.6. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge D240

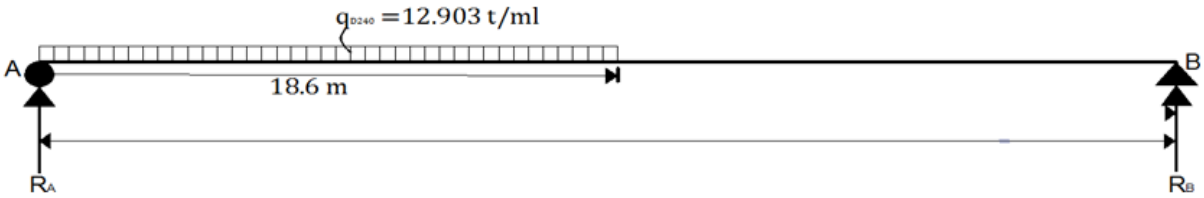


Figure V. 12 : Efforts tranchants dû à la surcharge D240

- **Calcul des réactions R_A et R_B :**

$R_A + R_B = 2400$ KN

$R_B = \frac{2400 \times 9.3}{36} = 620$ KN.

$R_A = 1780$ KN.

- **Calcul de l'effort tranchant à x = 0 :**

$T_{max} = R_A = 1780$ KN.

Le bilan :

Tableau V. 2 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à x=0

Charges et surcharges		**T_{max} (KN)**	**$T_{max/Poutre}$ (KN)**
Charge permanant G		5000.4	625.05
A(l)	1 voie	607.68	75.96
	2 voies	1215.54	151.94
	3 voies	1640.88	205.11
B_c	1 voie	459.85	57.48
	2 voies	850.14	106.27
	3 voies	1107.5	369.17
B_t	1 tandem	194.81	24.35
	2 tandems	391.84	48.98
Mc120		1070.24	133.78
D240		1780	222.5

CHAPITRE : VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La technologie de la précontrainte a pour but de limiter les contraintes de traction développées par les charges appliquées à la structure lors de chargement, cette méthode repose sur l'application d'une force initiale a des câbles avant de mettre la structure en service.

Il existe deux méthodes de la précontrainte :

- Par post-tension : La post tension est une opération réalisée sur chantier qui consiste à mettre les câbles en tension après coulage du béton par l'intermédiaire d'ancrages, cette méthode est utilisée pour les portés d'environ 30-50 m.
- Par pré-tension : La pré-tension est une opération réalisée en usine qui consiste à mettre les câbles en tension avant coulage du béton. C'est la technique la plus utilisée dans le domaine du béton précontraint et cette méthode utilisée pour les portés qui ne dépassent pas 35m.

VI.2. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

VI.2.1. Modélisation

Avec le même principe de modélisation, on fait appuyer doublement une ligne d'appuis, l'autre étant simplement appuyée. Chaque ligne est solidarisée par une entretoise. Les charges seront distribuées transversalement entre les 8 poutres par l'intermédiaire d'une dalle maillée à la base d'éléments finis.

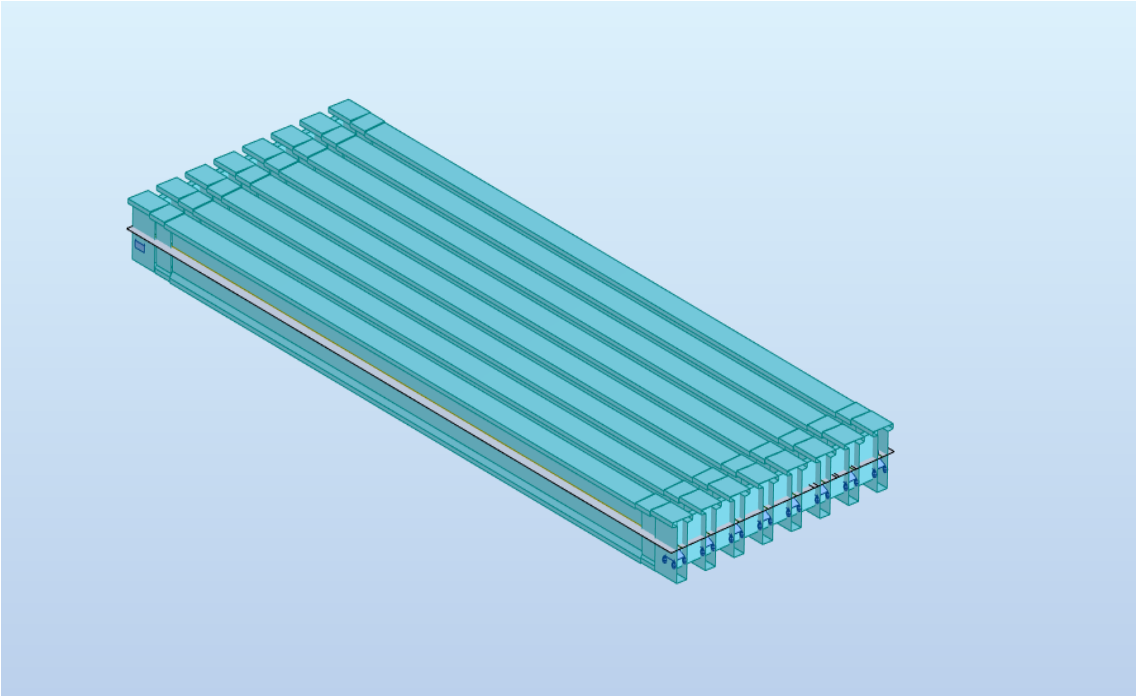


Figure VI. 1 : modèle de calcul de la partie poutre

VI.2.2. Résultats :

Les résultats des sollicitations maximales de l`effort tranchant (V), et de moment (M) en KN et en KN.m, à l'ELS et à l'ELU, sont illustrées dans les diagrammes ci-dessous, et qui sont obtenues sous le convoi D240.

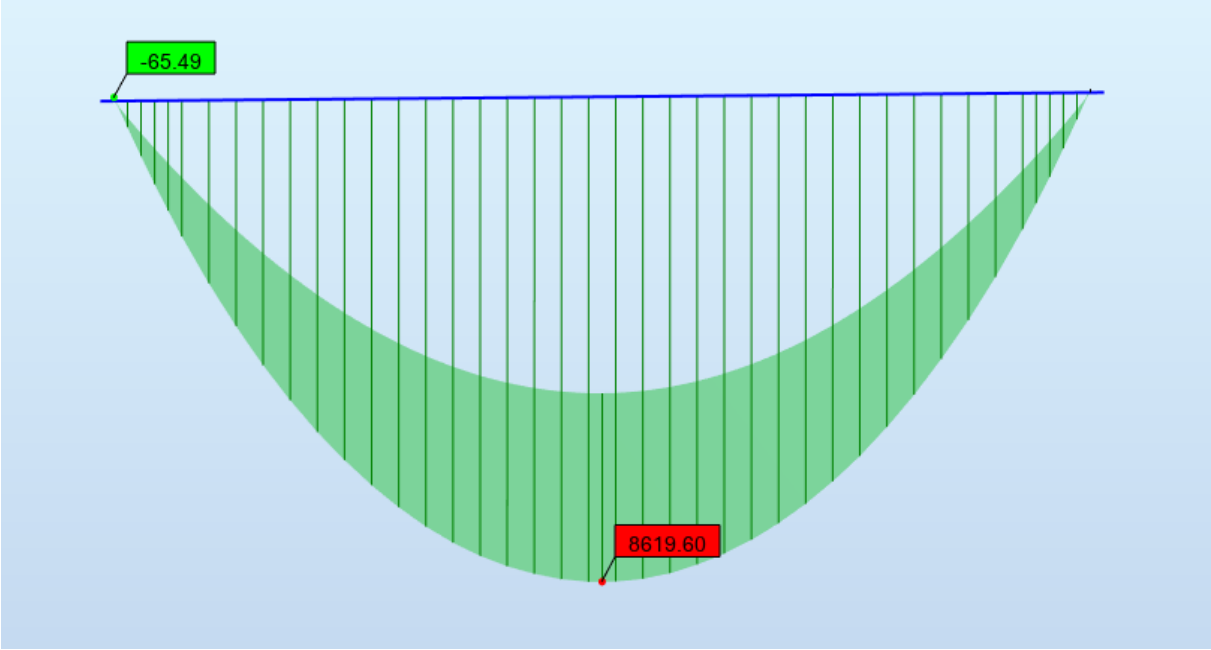


Figure VI. 2 : Moment maximal à l'ELS.

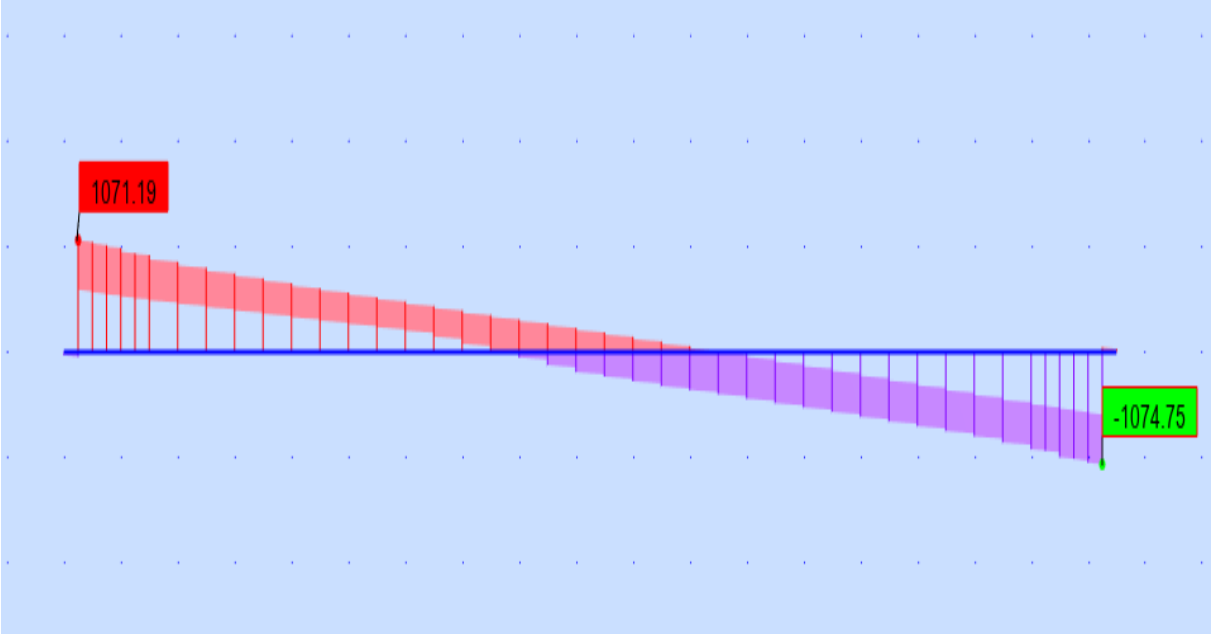


Figure VI. 3 : Effort tranchant maximal à l'ELS.

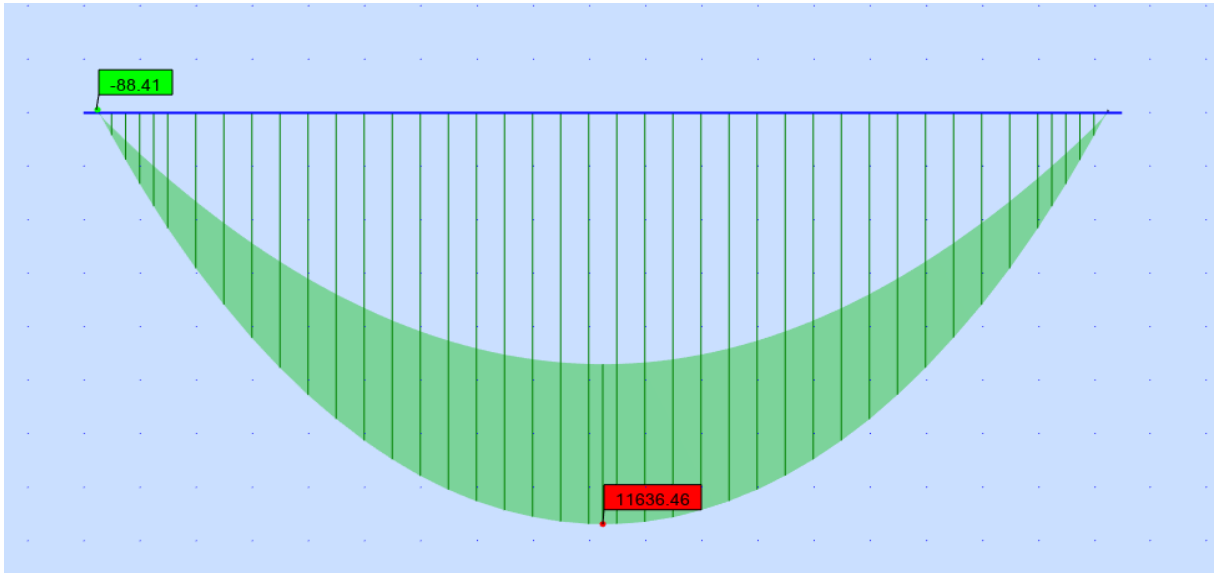


Figure VI. 4 : Moment maximal à l'ELU.

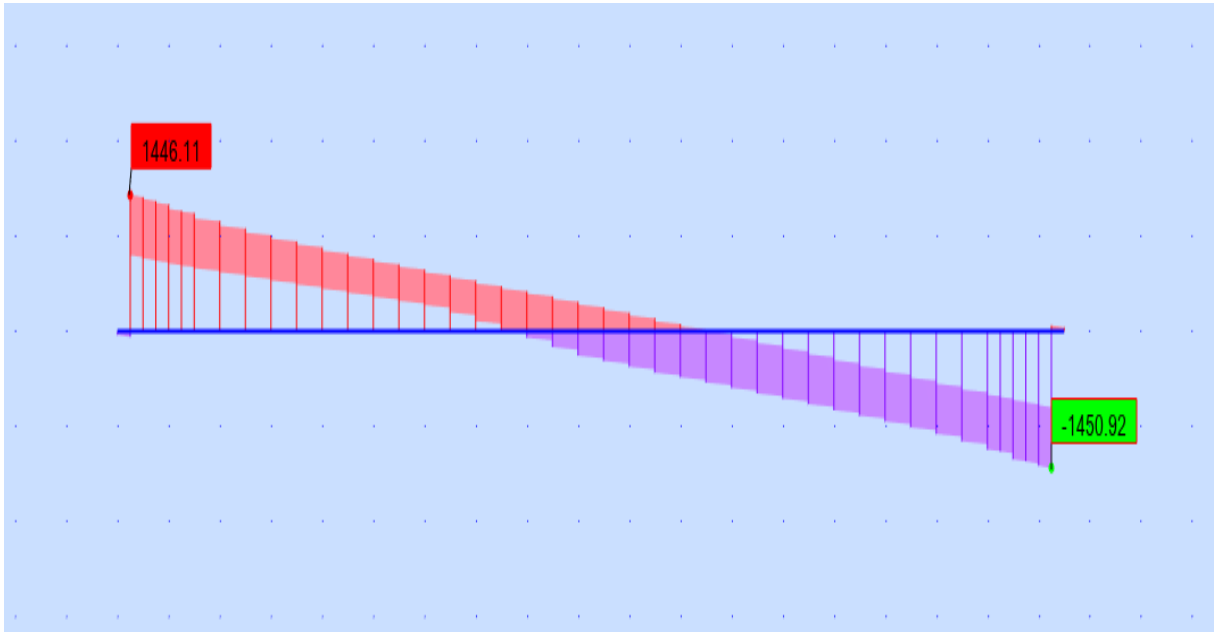


Figure VI. 5 : Effort tranchant maximal à l'ELU.

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

Pour notre ètude on a choisi la méthode de precontrainte par post-tension.

VI.3.1. Phase de montage :

Les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose des gaines.
- Montage des ancrages.

- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des sur longueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur ' plaque d'about '. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble.

Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but de réaliser une étanchéité parfaite du câble pour la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

VI.3.2. Les caractéristiques de la poutre.

Tableau VI. 1 : Les caractéristiques de la poutre.

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m^2)	1,299	1,673	0,776	1,149
υ' (m)	1,070	1,302	1,127	1,447
υ (m)	0,930	0,918	0,873	0,773
I_G (m^4)	0,477	0,793	0,372	0,617
i^2(m^2)	0,367	0,474	0,480	0,537
ρ	0,369	0,397	0,487	0,480

B : L'aire de la section.

υ' et υ : Les distances entre les fibres extrêmes et le centre de gravité (υ'+ υ = h).

I_G : Le moment d'inertie.

ρ : le rendement géométrique. $\rho = I_G / (B \times \upsilon' \times \upsilon)$.

VI.3.3. Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II (contraintes de traction sont admises mais limitées) est donnée par :

$P_{min} = \sup (P_1, P_2)$

$P_1 = \frac{B \times v \times v'}{I_G(v+v')} \times (Mmax - M\ min)$,Section sous critique

$P_2 = \frac{1}{\frac{1}{v \times B} + (v' - d')} \times Mmax$,Section sur critique

Tableau VI. 2 : Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel.

Lettre	Designation	Valeur
B	L'aire de la section médiane + dalle	1.149m
h	Hauteur de la section médiane + dalle	2.22m
v	La distance entre son CDG et la fibre supérieure	0.773m
v'	La distance entre son CDG et la fibre inférieure	1.447m
I_G	Son moment d'inertie par rapport au centre de gravité	0.617m^4
ρ	Son rendement géométrique ρ = $I_G / (B \times v \times v')$	0.48
d'	L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h	0.22m
Mgp	Moment de poutre seul	3.15MN.m
$Mmax$	Valeur maximale de moment	8.619MN.m
$Mmin$	Valeur minimale de moment	5.268MN.m
$\overline{\sigma_{bt_1}}$	Contrainte limite de traction hors section d'enrobage	-4.05MPa
$\overline{\sigma_{bt_2}}$	Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage	-2.7MPa

Application Numérique :

P_1 = 3.14MN

P_2 = 5.4MN

$P_{min} = \sup (P_1, P_2)$ = 5.4 MN

VI.3.4. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1-\Delta P)\times P_0} ;$$

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble 12T15s peut créer.

P_0 = min {(0.8 × $f$prg x A_p) ; (0.9 × $f$peg × A_p)}

Application numérique :

f_{prg} = 1770 MPa ; f_{peg} = 1593 MPa ; A_p = 1800 mm^2

P_0= 2.53 MN ; ΔP = 25 % ⟹ n ≥ 2.85

Donc : **n = 3 câbles de 12T15s, classe 1770.**

VI.3.4.1. Détermination du nombre de câble à l'about de poutre :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$P \leq \frac{\overline{\sigma_{bc}}+\frac{v'\times Mgp}{I_G}}{\frac{1}{B}+\frac{v'\times e0}{I_G}} \Rightarrow n \leq \frac{P}{0.88\times P_0} ;$$

Et $$P \leq \frac{\overline{\sigma_{bt_1}}-\frac{v\times Mgp}{I_G}}{\frac{1}{B}-\frac{v\times e0}{I_G}} \Rightarrow n \leq \frac{P}{0.88\times P_0}$$

Application numérique :

P ≤ 7.58 ⟹ n ≤ 3.41.

Et P ≤ 13.71 ⟹ n ≤ 6.16.

Donc : **n=3 à l'about de poutre.**

VI.3.5. Pré-vérification des contraintes :

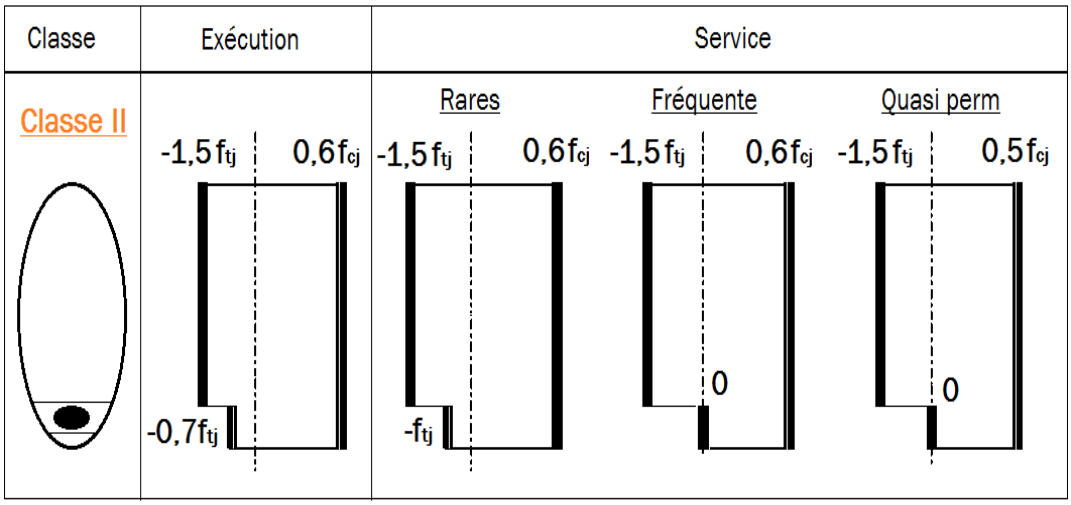


Figure VI. 6 : Vérification de la contrainte.

Cette vérification se fait à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1 :** elle commence dès le septième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont de 5 % (document SETRA).
- **Phase 2 :** Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont de 12 %.
- **Phase 3 :** après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4 :** Dans cette phase l'ouvrage est en service et des pertes de 25%.

Les vérifications à faire sont : $\overline{\sigma_{bt_2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt_1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

Telle que : $\overline{\sigma_{bt_1}} = -1.5 \times f_{tj}$; ; $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{cj}$

$\overline{\sigma_{bt_2}} = -0.7 \times f_{tj}$ (Phase1,2,3) ; $\overline{\sigma_{bt_2}} = -f_{tj}$ (Phase 4)

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I_G} \; ; \quad \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I_G}$$

P = (%mise en tension) ×n(câble) ×P_0× (1 − % Pertes considères)

Tableau VI. 3 : Résultats de vérification des contraintes.

Phase	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
fcj (MPa)	23.18	35	35	35
$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)	13.91	21	21	21
$\overline{\sigma_{bt_1}}$(MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
$\overline{\sigma_{bt_2}}$(MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-2.7
ΔP (%)	5	12	15	25
B (m²)	0.776	0.776	1.149	1.149
I_G(m4)	0.372	0.372	0.617	0.617
v(m)	0.873	0.873	0.773	0.773
v'(m)	1.127	1.127	1.447	1.447
M(MN.m)	3.15	3.15	4.6	8.619
e0 (m) = v'-d'	0.91	0.91	1.23	1.23
P (MN)	3.6	6.67	6.44	5.69
σ_{sup}(MPa)	4.38	1.82	1.48	7.02
σ_{inf}(MPa)	4.97	17.34	13.33	1.07

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, donc ils sont bien vérifiés.

VI.3.6. Tracé des câbles :

VI.3.6.1. Position des câbles :

Au niveau de la section mi travée, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. On opte la dernière disposition qui est montrer dans la figure ci-dessous ; on regroupe 2 câbles et on surmonte le troisième.

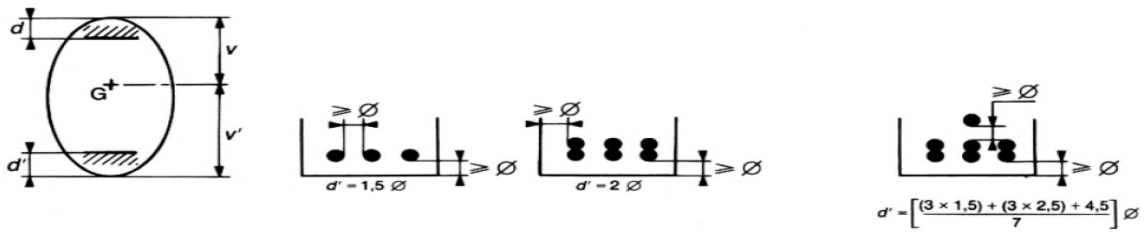
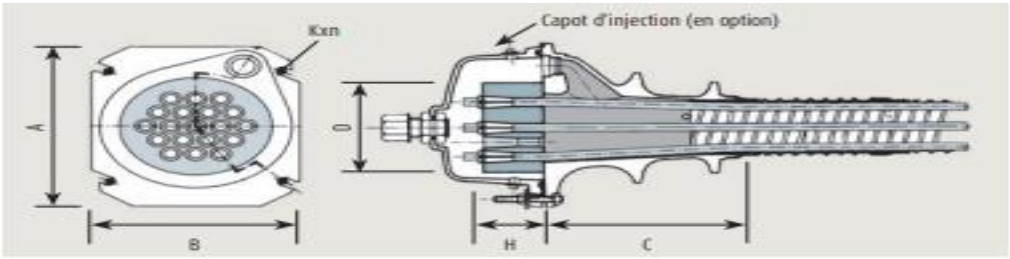


Figure VI. 7 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- **Caractéristiques des plaques d'ancrages :**

A l'extrémité de la poutre (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrages. La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15s est de dimensions A × B = 240 × 200 mm², comme c'est montrer dans la figure ci-dessous :



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Figure VI. 8 : Caractéristiques des plaques d'ancrages.

Le dimension x doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A+30$ (mm);

$x \geq 0.85 \times a$;

On a: fc28 = 35 MPa ⟶ a = 369.50 mm

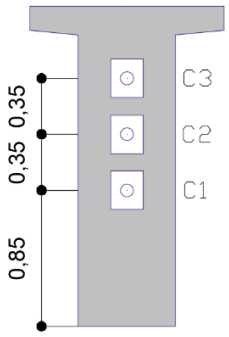
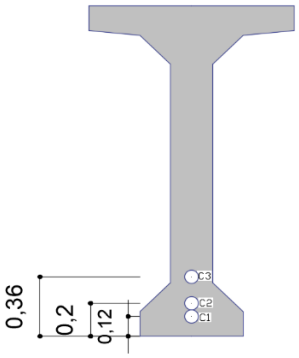
Donc : $x \geq 0.85 \times a$ ⟶ $x \geq 314.07$ mm

On prend : x = 350 mm

Distances a et b

	a = b (mm)		
	$f_{cm,o}$ (MPa)		
Unités	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Tableau VI. 4 : Position des câbles.

Câble	Y_i(m)	Section d'about	Y_i(m)	Section médiane
C1	0.85		0.12	
C2	1.2		0.2	
C3	1.55		0.36	

VI.3.6.2. Angle de relevage α :

L'angle de relevage est applique sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m partir de son ancrage et peut déterminer par la formule suivante :

$$\textbf{Arcsin}\left(\frac{V_M-\bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \textbf{Arcsin}\left(\frac{V_m-\bar{V}}{P}\right)$$

Avec :

$\bar{V}$ **:** effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$ **:** contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x **:** contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B}$

B : surface nette de la section d'about + dalle ; $B = B_{brute} - n \times B_{gaine}$

n : nombre de gaines.

$\mathbf{B_{gaine}}$: surface de la gaine.

$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{lit} \times \phi$.

$\mathbf{b_0}$: largeur brute.

$\mathbf{N_{lit}}$: nombre de lits.

ϕ : diamètre de la gaine.

Application Numérique :

$b_0 = 0.6$ m; $\Phi = 0.08$ m; $n_{lit} = 1 \longrightarrow$ bn = 0.52 m.

n = 3; $B_{brute} = 1.67$ m² $\longrightarrow$ B = 1.66 m².

P = 5.69 MN $\longrightarrow$ σ_x = 3.43 MPa.

F_{t28} = 2.7 MPa ⟶ $\bar{\tau}$ = 2.57 MPa.

h = 2.22m ⟶ $\bar{V}$ = 2.38 m.

V_M = 1.075 MN ; V_m = 0.597 MN.

Donc : **$-13.23 \leq \alpha \leq 31.53$.**

VI.3.6.3. Rayon de courbure :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

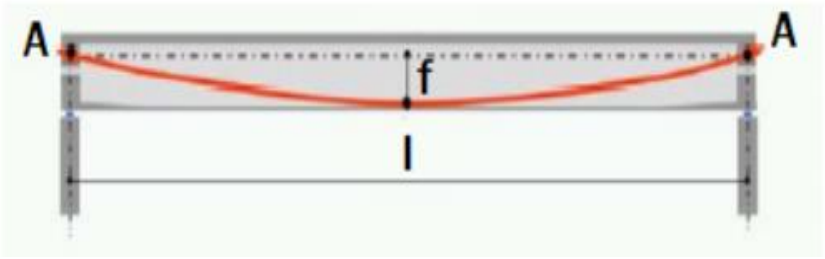


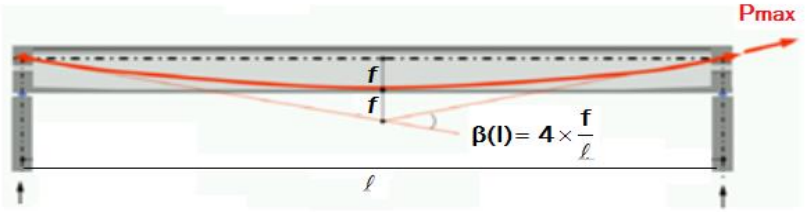
Figure VI. 9 : Rayon de courbure.

f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

l : est la longueur de la parabole (l = 35 m).

- L'angle de déviation **:**

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$



Résultats :

Tableau VI. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			0,15	1	18,5			
C1	35	4,4	0,83	0,76	0,12	0,64	237,55	0,074
C2	35	6,02	1,18	1,09	0,2	0,89	171,98	0,102
C3	35	7,16	1,53	1,42	0,36	1,06	144,02	0,122

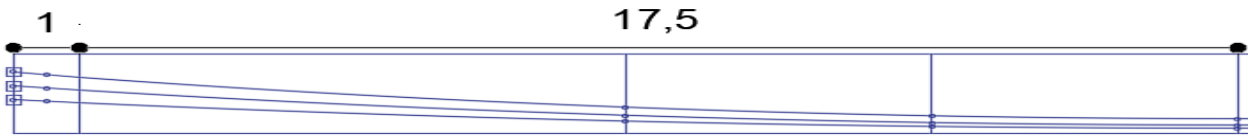


Figure VI. 10 : Tracé des câbles.

VI.3.7. Evaluation des pertes de la précontrainte

En béton précontraint, les pertes ne sont pas négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 25% de la précontrainte initiale. Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

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

VI.3.7.1. Pertes instantanées

- **Pertes par frottements**

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients *f* et φ

Cas	Nature des armatures	*f*		φ
		$3 \leqslant R \leqslant 6$ (m)	$R \geqslant 6$ (m)	(m^{-1})
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Figure VI. 11 : coefficients des f et φ.

$\Delta\sigma_\phi = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$;

φ : coefficient de perte en ligne.

f : coefficient de frottement d′un câble sur son conduit.

σp_0 : contrainte à l'origine correspondant a 'F_0'.

$\varphi = 0.002\ m^{-1}$.

f = 0.18.

σp_0 = 1 416 MPa.

Tableau VI. 6 : Les résultats de calcul des pertes par frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	18,5	0,074	0,050	69,41	75,52	5,33%
C2	18,5	0,102	0,055	76,20		
C3	18,5	0,122	0,059	80,96		

- **Pertes de tension par recul d'ancrage :**

Données pas la formule suivant : $\Delta\sigma_g = 2\times\sigma_{p0}\times k(d-x)$

Telle que :

k : constant ; $k = f\times\frac{\beta}{l} + \varphi$

d : la longueur sur laquelle s'effectue le recul de l'ancrage ; $d=\sqrt{\frac{EP\times g}{\sigma p0\times k}}$

g : intensité du recule d'ancrage (2-6 mm).

Tableau VI. 7 : Valeurs des pertes par recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	18,5	0,0027	17,21	0	132,45
C2	18,5	0,0030	16,41	0	138,95
C3	18,5	0,0032	15,91	0	143,35
Moyenne	/	/	/	0	/
Pourcentage	0%				

- **Perte par déformation instantané de béton :**

Données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e = \frac{Ep}{2\times Eij}\ \sigma_{bi}$$

Telle que :

$\sigma_{bi}=\frac{P}{B}+\frac{P\times e^2}{Ig}-\frac{Mp\times e}{Ig}$ =17.26 MPa.

M_p (poutre) = 3.15 MN.m ; e = 0.9m ; B = 0.73m^2 ; I_g = 0.37m^4.

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fc28}$ =35981.73 MPa.

E_p = 190 000 MPa

D`ou : $\Delta\sigma_e$ **= 45.57MPa = 3.22 %.**

VI.3.7.2. Les pertes de tension différées :

- **Pertes par retrait :**

La perte de tension par retrait est donnée par la formule suivante :

$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$.

ε_r : le retrait final $=2\times10^{-4}$.

d`où : $\Delta\sigma_r$ **= 57MPa ;** $\Delta\sigma_r$ **=4.03 %.**

- **Perte par fluage :**

La perte de tension par fluage est donnée par la formule suivante :

$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\times \sigma_{bi} \times \frac{Ep}{Eij}$

Et : $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P\times e^2}{Ig} - \frac{Mmin \times e}{Ig}$

La section considérée est la section de la poutre + dalle.

M_{min} = 5.268 MN.m ; I_g = 0.617 m^4 ; B = 1.149 m^2 ; $v' = 1.447$m ; P = 5.69MN.m.

Donc : σ_{bi} = 8.25 MPa.

D`où **:** $\Delta\sigma_{fl}$ **= 108.94 MPa = 7.69%.**

- **Pertes par relaxation :**

La perte de tension par relaxation peut estimer dans la formule suivante :

$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$

ρ_{1000} :relaxation garantie à 1 000 h =2.5%.

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

D`où : $\Delta\sigma_\rho$**=58.58 MPa** $\Delta\sigma_\rho$**=4.14 %**

VI.3.7.3. Pertes totales :

Pertes instantanées totales : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$ **= 121.09 MPa = 8.55%.**

Pertes différées totales : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho$ = **214.76 MPa = 15.17%.**

Pertes totales : $\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$ = **335.85 MPa = 23.72 %.**

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma$ = 23.72 %.

VI.3.8. Vérification des contraintes normales :

- **Phase 1 :** au 7eme jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 50 % des pertes instantanées.
- **Phase 2 :** au 28eme jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 100 % des pertes instantanées.
- **Phase 3 :** On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et 50 % des pertes différées
- **Phase 4 :** La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

VI.3.8.1. Sections de vérification :

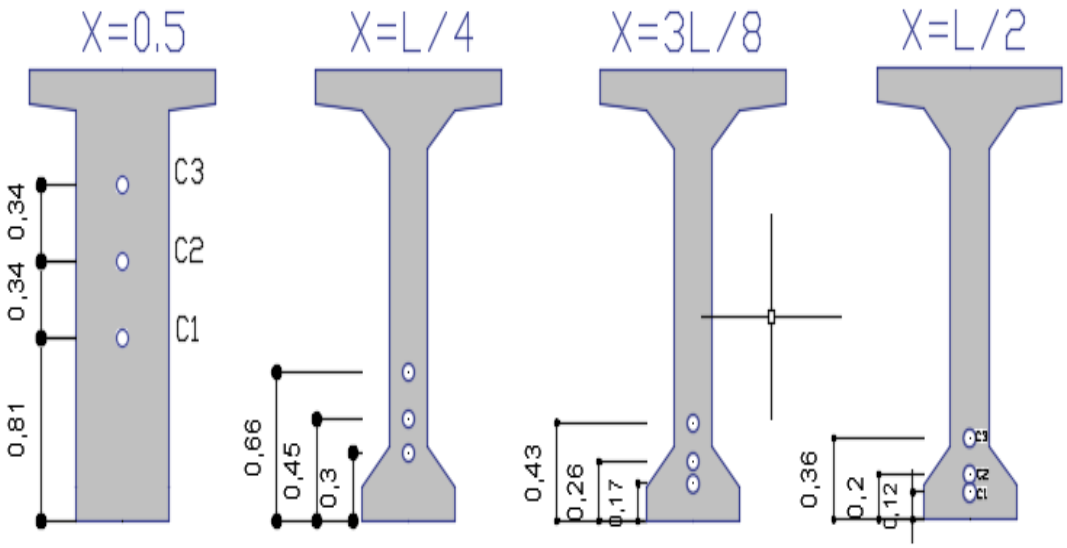


Figure VI. 12 : Sections de vérifications.

Tableau VI. 8 : Caractéristiques nettes des sections de vérification.

Section	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,00	2,22	2,00	2,22	2,00	2,22	2,00	2,22
B_{nette} (m^2)	1,28	1,66	0,761	1,135	0,761	1,135	0,761	1,135
v_n (m)	0,931	0,916	0,860	0,760	0,856	0,758	0,855	0,757
v'_n (m)	1,069	1,304	1,140	1,460	1,144	1,462	1,145	1,463
I_{nG} (m^4)	0,478	0,791	0,365	0,602	0,361	0,597	0,359	0,594
ρ (%)	37,41	39,99	48,92	47,80	48,44	47,46	48,19	47,26

VI.3.9. Effort de précontrainte :

Pour les justifications aux E.L.S, on doit calculer les deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 tel que :

- Valeur caractéristique maximale : $P_1 = 1.02\ P_0 - 0.8\ \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98\ P_0 - 1.2\ \Delta P$

Tableau VI. 9 : Les contraintes admissibles.

Les contraintes admissibles	j = 7 jours (MPa)	j ≥ 28 jours (MPa)	Cas
σ_{bc}	13.91	21	Exe/Q.R/Q.F
σ_{bt1}	-2.99	-4.05	Exe/Q.R/Q.F
σ_{bt2}	-1.39	-1.89	Exécution
σ_{bt2}	-1.99	-2.7	Q.Rares

Tableau VI. 10 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

Phase	N câbles	% Mt	ΔP(MPa)	P1(MPa)	P2(MPa)	$d_{x=0,5}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	3	50	4,28	3,74	3,52	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 2	3	100	8.55	7,21	6,65	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 3	3	100	16.14	6,75	5,96	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 4	3	100	23.72	6,29	5,27	1,15	0,47	0,29	0,23

VI.3.10. Justification des contraintes normales :

Les conditions à vérifier sont : $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$ et $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$.

σ_p : { $\sigma_{p,sup} = \frac{Mels \times v}{Ig}$; $\sigma_{p,inf} = \frac{Mels \times v'}{Ig}$ }

σ_{pi}: { $\sigma_{pi,sup} = \frac{Pi}{B} - \frac{Pi \times e \times v}{Ig}$; $\sigma_{pi,inf} = \frac{Pi}{B} + \frac{Pi \times e \times v'}{Ig}$ }

σ_{max} : { $\sigma_{max,sup} = \sigma_{p,sup} + \sigma_{p1,sup}$; $\sigma_{max,inf} = \sigma_{p,inf} + \sigma_{p1,inf}$ }

σ_{min} : { $\sigma_{min,sup} = \sigma_{p,sup} + \sigma_{p2,sup}$; $\sigma_{min,inf} = \sigma_{p,inf} + \sigma_{p2,inf}$ }

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Les résultats pour les deux premières phases :

Tableau VI. 11 : Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS (Phase 1 et 2)

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,08	0,67	0,86	0,92	-0,08	0,67	0,86	0,92
M_{Els}		0,00	2,32	2,95	3,15	0	2,32	2,95	3,15
P_1 (MN)		3,74	3,74	3,74	3,74	7,21	7,21	7,21	7,21
P_2 (MN)		3,52	3,52	3,52	3,52	6,65	6,65	6,65	6,65
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,47	7,00	7,50	0,00	5,47	7,00	7,50
	σ_{inf}	0,00	-7,25	-7,15	-10,05	0,00	-7,25	-9,35	-10,05
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,5	-0,99	-2,69	-3,26	6,76	-1,91	-5,19	-6,3
	σ_{inf}	2,23	12,73	15.06	15,85	4,31	24,58	29.08	30,61
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,3	-0,93	-2,53	-3,07	6,23	-1,76	-4,78	-5,81
	σ_{inf}	2,1	11,99	14,19	14,94	3,98	22,66	26,81	28,22
σ_{max} (MPa)	σ_{sup}	3,50	4,48	4,31	4,24	6,76	3,56	1,81	1,20
	σ_{inf}	2,23	5,48	7,91	5,81	4,31	17,33	19,73	20,56
σ_{min} (MPa)	**σ_{sup}**	3,30	4,53	4,46	4,43	6,23	3,71	2,21	1,70
	σ_{inf}	2,10	4,75	7,04	4,89	3,98	15,41	17,46	18,18

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

Ci-dessous les résultats des phases 3 et 4 :

Tableau VI. 12 : Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS (Phase 3 et 4).

		Phase 3				Phase 4			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,15	0,99	1,18	1,24	0,15	0,99	1,18	1,24
M_{Els}		0,00	3,390	4,300	4,6	0	6,53	8,11	8,62
P1 (MN)		6,75	6,75	6,75	6,75	6,29	6,29	6,29	6,29
P2 (MN)		5,96	5,96	5,96	5,96	5,27	5,27	5,27	5,27
σp (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,28	5,46	5,86	0,00	8,24	10,30	10,99
	σ_{inf}	0,00	-8,22	-10,53	-11,33	0,00	-15,84	-19,86	-21,23
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,87	-2,49	-4,13	-4,69	2,68	-2,32	-3,85	-4,37
	σ_{inf}	5,79	22,17	25,39	26,52	5,40	20,66	23,66	24,71
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,54	0,12	-0,73	-4,14	4,64	0,23	-1,38	-3,66
	σ_{inf}	5,11	19,57	22,41	23,41	4,52	17,30	19,82	20,70
σ_{max} (MPa)	σ_{sup}	2,87	1,79	1,33	1,17	2,68	5,92	6,45	6,61
	σ_{inf}	5,79	13,95	14,86	15,19	5,40	4,82	3,80	3,48
σ_{min} (MPa)	σ_{sup}	2,54	4,40	4,73	1,72	4,64	8,48	8,92	7,32
	σ_{inf}	5,11	11,34	11,88	12,08	4,52	1,47	-0,04	-0,53

On remarque que toutes les contraintes sont admissibles.

VI.3.11. Vérification des contraintes tangentielles :

VI.3.11.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau_1}^2$.

$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau_2}^2$.

Si : $\sigma_x < 0.4 \times f_{cj}$ on a : $\overline{\tau_1} < \overline{\tau_2}$; on vérifie juste que : $\tau < \overline{\tau_1}$

$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$; avec : $P = \Sigma_{i=1}^{3} P_i \times \cos \alpha_i$

$\tau = \frac{V_{red} * Sn}{I_n \times b_n}$; avec $V_{red} = V_{ser} - \Sigma_{i=1}^{3} P_i \times \sin \alpha_i$

τ : contrainte tangentielle.

σ_x : contrainte normale longitudinal au centre de gravité.

Application numérique :

$\sigma_x = 3.47$ MPa $< 0.4 \times 35 = 14$ MPa

$\tau_1 = 2.58$ MPa

$V_{ser} = 1.075$ MPa ; $V_{red} = 0.48$ MPa ; $S_n = 0.61$ m^3 : $b_n = 0.52$m

D'où : $\tau = 0.72$ MPa

Donc : $\tau \leq \tau_1$ (Condition vérifie).

VI.3.11.2. Justification de la poutre à l'ELU :

$\tan(2\beta u) = \frac{2 \times \tau u}{\sigma x - \sigma y}$ avec : $\beta \geq 30°$.

σ_x et σ_y : représenter les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = \frac{P}{Bn}$

τ_u : La contrainte tangentielle ultime $= \frac{V_{U_{red}} \times s_n}{I_n \times bn}$

$Vu = 1.45$; $Vu_{red} = Vu - \Sigma_{i=1}^{3} P_i \times \cos \alpha_i$

$Vu_{red} = 0.86$ MN ; $\tau_u = 1.28$ MPa et $\beta u = 18.17°$

On prend : **$\beta u = 30°$.**

Détermination de la section des armatures transversale

$A_t : \frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq (\tau_u - f_{t28}/3) \times tg\ \beta_u$

$F_e = 500$MPa ; $b_n = 0.52$m ; $\gamma = 1.15$;

D'ou : $\frac{At}{St} \geq 2.60$ cm.

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$\tau_u \leq \frac{fc28}{6} =$ **5.83MPa** (Condition vérifie) **.**

VI.4. LE FERRAILLAGE DE LA POUTRE

VI.4.1. Armatures passives des zones tendues :

On a :

$B_t = 0.125\ m^2$; $\sigma_{Bt} = 0.89$ MPa ; $N_{Bt} = 0.06$ MN.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{bt}}{fe} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

$A_s = 4.89$

On prend **4HA14**

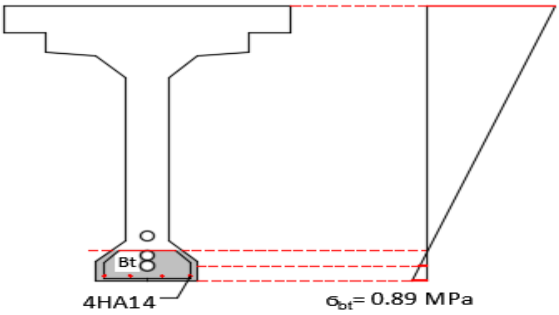


Figure VI. 13 : Diagramme des contraintes et ferraillage à mi-travée.

VI.4.2. Armatures de peau :

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d´au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm. Le ferraillage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure ci-dessous **:**

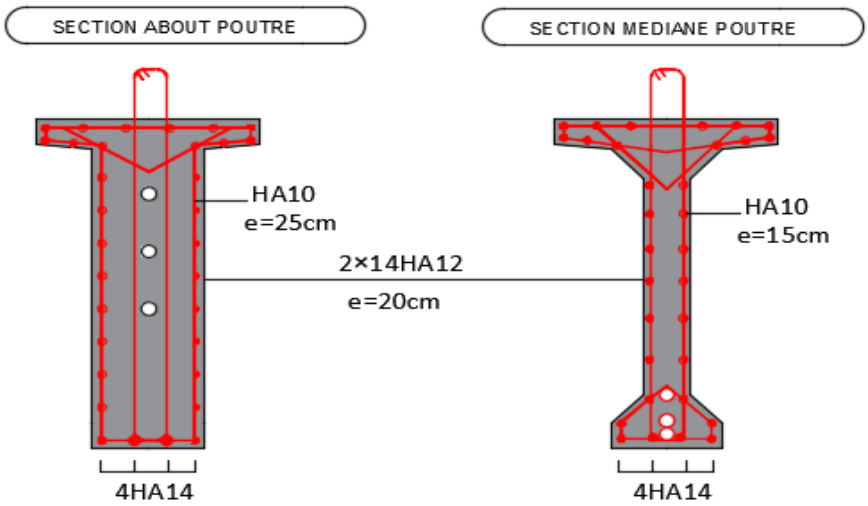


Figure VI. 14 : Ferraillage de la poutre.

VI.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé l'étude de la précontrainte, qui consiste les tracés des câbles, les pertes des contraintes et des vérifications de contraintes ; totales, normales et tangentielles, pour confirmer le choix des nombres de câbles et leurs emplacements.

CHAPITRE : VII

ETUDE DE L'HOURDIS

VII.1. INTRODUCTION

L'étude de tablier englobe à faire la vérification de la flèche et l'étude de l'hourdis et ensuite à étudiera l'équipement de tablier pour prendre en mesure la stabilité et la durée de vie de l'ouvrage.

VII.2. VERIFICATION DE LA FLECHE

Suivant les règles BAEL la flèche admissible est de L/500, où L est la portée de la travée considérée. Donc :f_{adm}= $\frac{36}{500}$ = 7.2 cm

VII.2.1. La flèche et contre flèche

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

D`abord on doit vérifier la contre-flèche de la poutre seule (avant coulage de la dalle) :

$P_{Câble\ moy}$ =5.69 MN (mise en tension a 100 %)

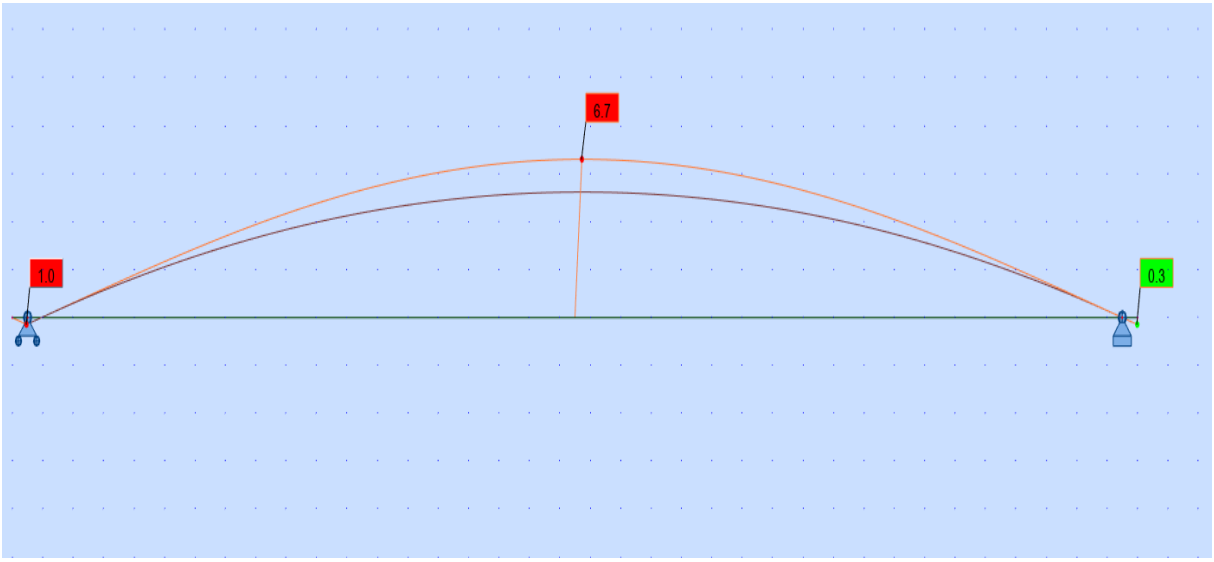


Figure VII.1 : Contre flèche de précontrainte

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les trois câbles) est égale à 6.7 cm.

$$f_p = -6.7 \text{ cm}$$

Aprés on doit vérifier la flèche du tablier lorsqu'il est en service :

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison G_{max}.

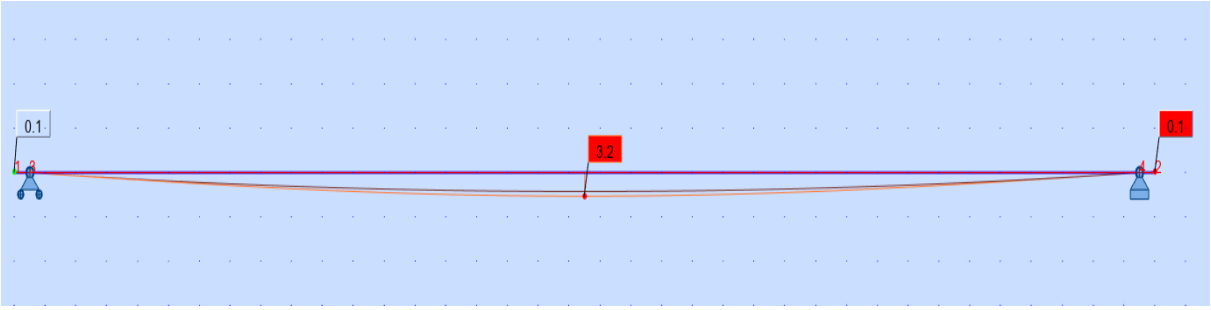


Figure VII.2:Flèche due au poids propre

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre est égale à 3.2 cm.

$$f_G = 3.2 \text{ cm}$$

VII.2.2. Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante **:**

$$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - f_G) = \frac{3}{4}(6.7 - 3.2) = 2.625 \text{ cm}$$

VII.2.3. Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G+D_{240}$$

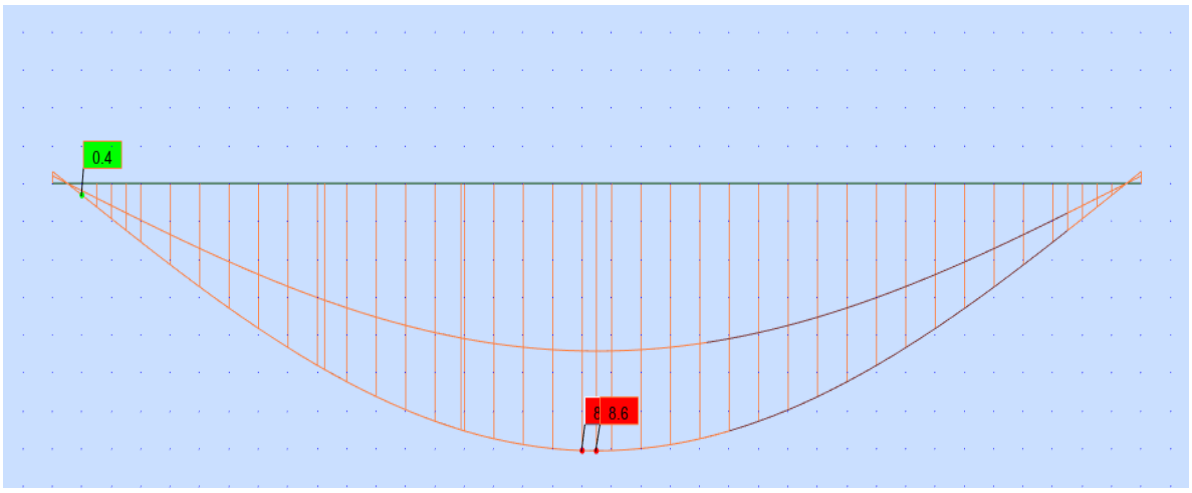


Figure VII.3:Flèche maximale à ELS

La flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 8.6 cm.

f_{ELS} = 8.6 cm

VII.2.4. Flèche totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches :

$f_{tot} = f_{ELS} + f_P + f_C$

f_{tot}=8.6 -6.7+2.625

f_{tot}=4.525 cm

La flèche admissible : δ_{adm}=7.2

$$f_{adm} > f_{tot}$$ **(Condition vérifie)**

VII.3. EUDE DE LA DALLE

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale (la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts)
- Une flexion transversale (le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts)

En effet on s`intéresse au ferraillage de la dalle sous la flexion transversale.

VII.3.1. Ferraillage sous la flexion transversal

VII.3.1.1. Évaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant un élément barre de section (0.22×13.25 m^2) sur 1 mètre linéaire repose sur 8 appuis, comme s'est illustrée au-dessous :

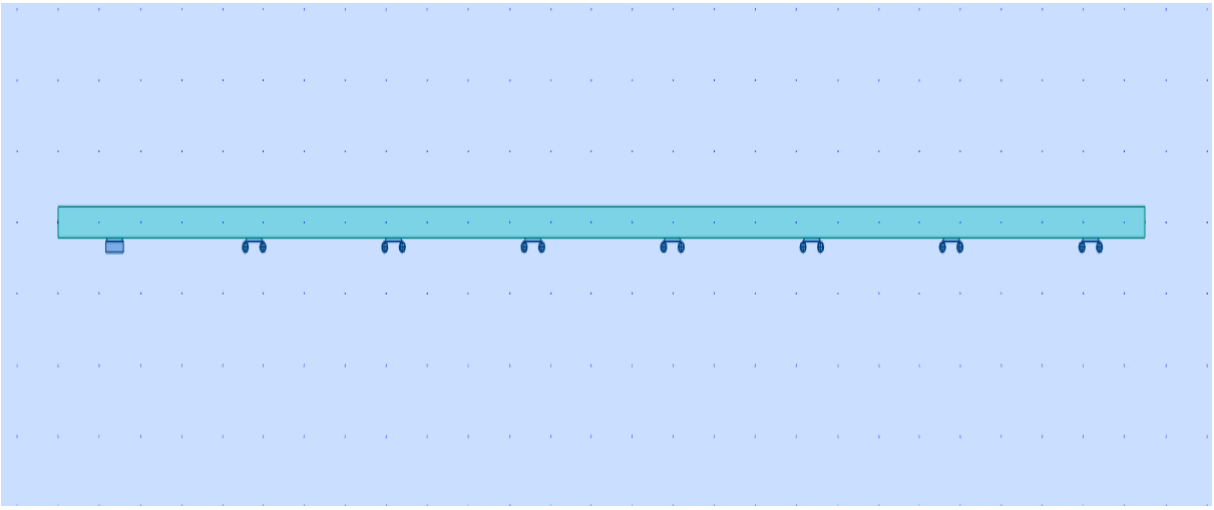


Figure VII.4:La modélisation de l'hourdis

Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en (poids propre, poids des équipements, charges de trafic), ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Résultats :

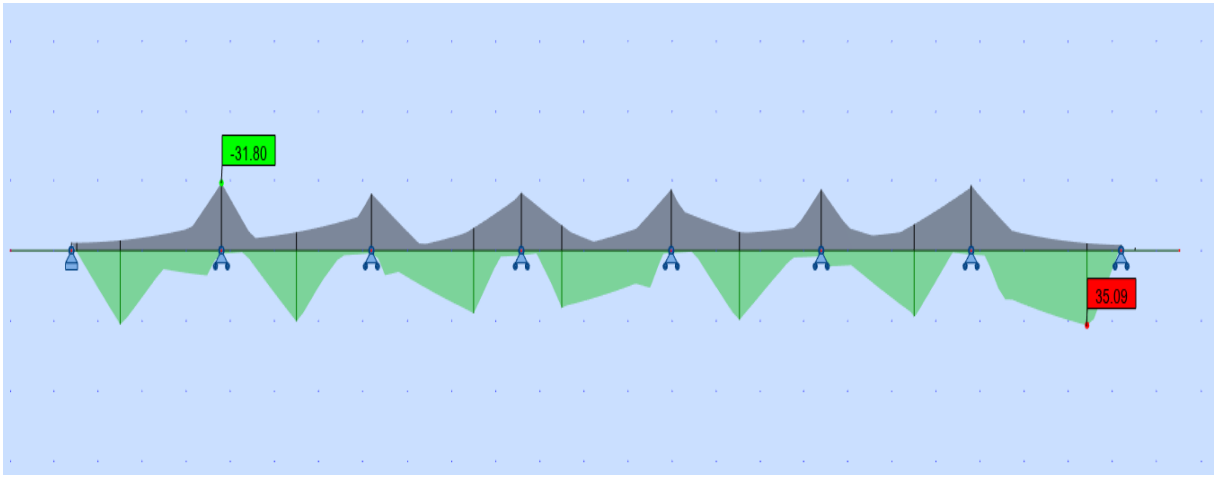


Figure VII.5 : Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt à l'ELS.

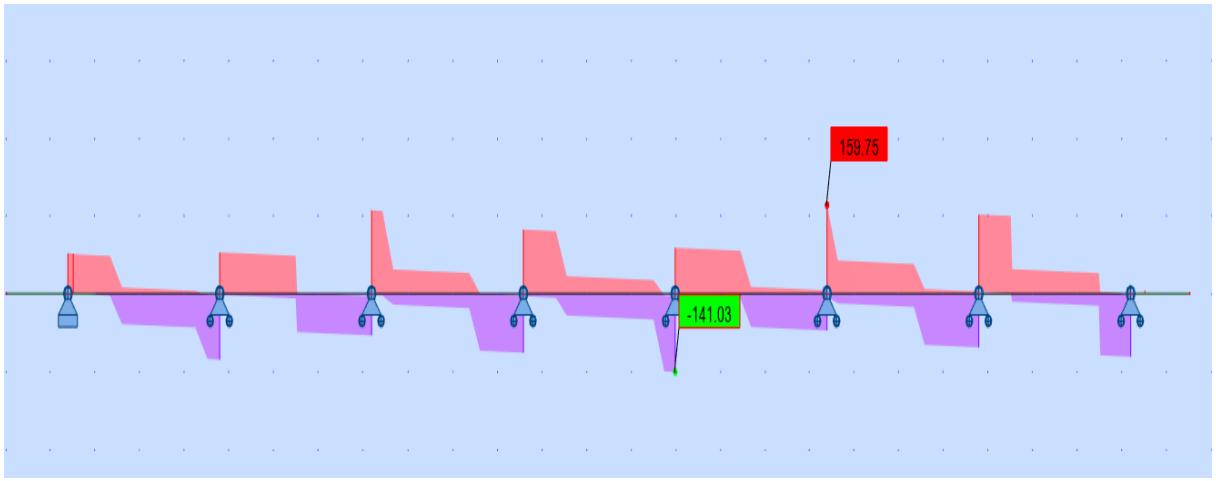


Figure VII.6:Tmax a l'E.L.S : Gmax+1.2Bt 2vois

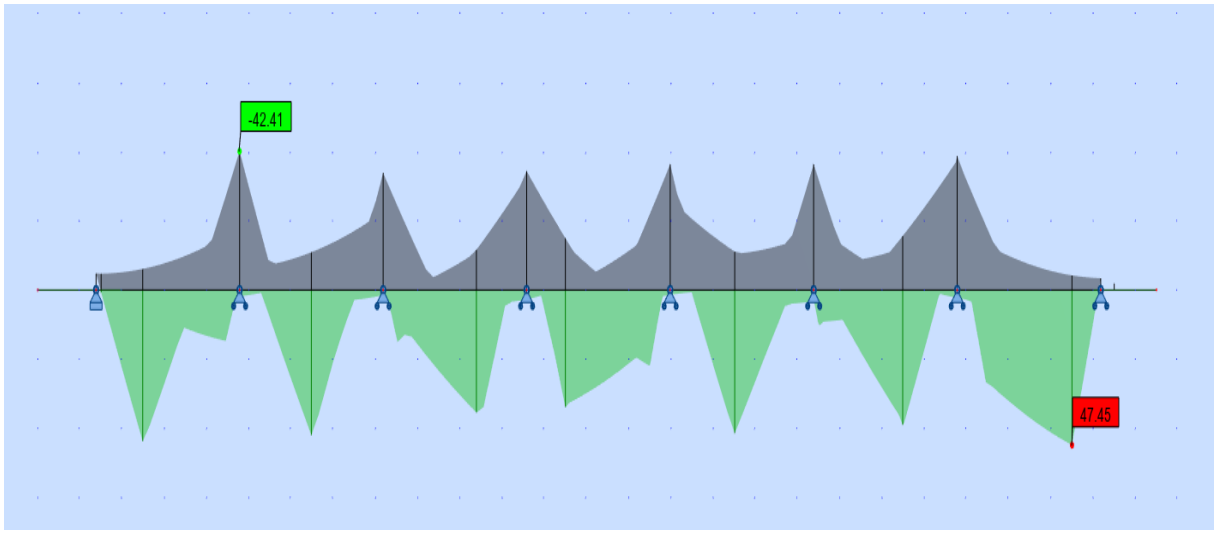


Figure VII.7:Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt à l'ELU.

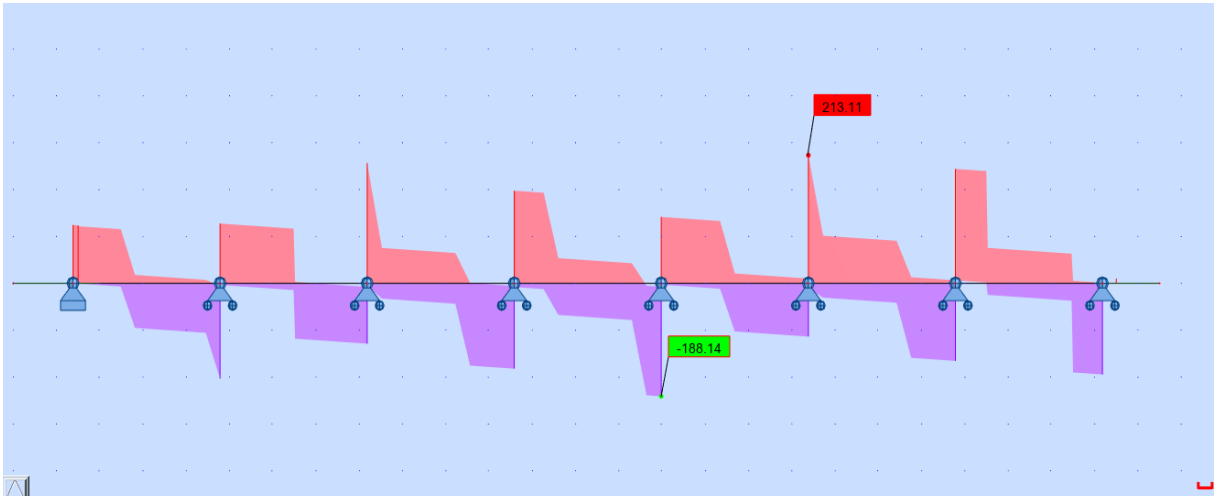


Figure VII.8:Tmax a l'E.L.U : Gmax+1.2Bt 2vois

VII.3.2. Ferraillage de la dalle

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferraillée en flexion simple.

Le ferraillage longitudinal est le tiers de celui de ferraillage transversal, en respectant un ferraillage minimal de 2.43 cm² / ml :

Les résultats sont présentés comme suite : **Résultats de calcul de ferraillage de la dalle.**

Tableau VII. 1 : Ferraillage de la dalle (coupe transversale).

Nappe		Armatures transversales				Armatures longitudinales		
	As (cm²)	Ø (mm)	n barres	e (cm)	As (cm²)	Ø (mm)	n barres	e (cm)
Supérieure	8.4	HA16	5	20	2.8	HA10	5	20
Inférieure	9.3	HA16	5	20	3.1	HA10	5	20

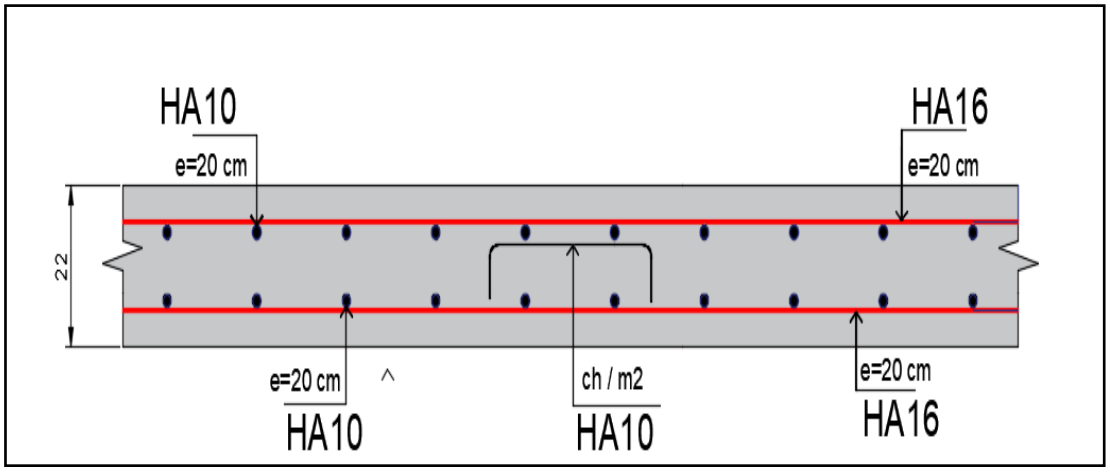


Figure VII.9:Ferraillage de la dalle (coupe transversale).

VII.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a déterminé le ferraillage nécessaire pour l'hourdis supérieure et inférieur dans la direction longitudinale et la direction transversale, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

CHAPITRE : VIII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU TABLIER

VIII.1.INTRODUCTION

Les équipements de pont sont considérés comme des éléments secondaires et jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, bon fonctionnement et confort des usagers.

Dans ce chapitre, on va entamer les équipements nécessaires pour cet ouvrage, tel que l'appareil d'appui, dé d'appui et le joint de chaussée.

VIII.2.APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui ont pour but d'assumer la liaison entre la structure et son support en éliminant toutes les déplacements verticaux, horizontaux et les rotations.

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

- Appareils d'appui en élastomère fretté.
- Articulations en béton.
- Appareils d'appui spéciaux.
- Appareils d'appui métalliques.

VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Notre choix s'est porté sur des appareils d'appuis élastomères frettes de types B, parce qu'ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis, il est facile à contrôler, ils exigent aucun entretien et leur coût est relativement modéré.

Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet e = ti / 2.

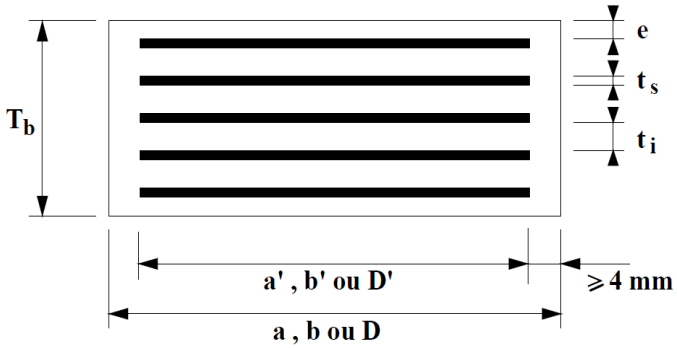


Figure VIII. 1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

ts : épaisseur d'une frette élémentaire.

T_d : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_d = n (ti + ts) + ts + 2 e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

VIII.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui

σp : contrainte de compression admissible de l'appareil d'appui varie entre 20-25 MPa, On prend σp = 20 MPa.

La contrainte de compression maximale R_{max} sur la surface A' ne doit pas dépasser la contrainte de compression admissible.

$A' \geq \frac{R_{max}}{\sigma_P} = \frac{1075}{20000} = 0.0537 m^2$; $a' \times b' \geq 537.5\ cm^2$

On prend : $a \times b = 250 \times 350\ mm^2$

VIII.2.1.2. L'épaisseur de l'appareil d'appui

$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$ (Condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté).

$\frac{350}{10} \leq T_b \leq \frac{350}{5}$; $35mm \leq T_b \leq 70mm$

VIII.2.1.3. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq 2mm$$

$$t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}$$

Avec :

σ_m : $\frac{Rmax}{a \times b} = 12.29$ MPa.

σ_e : Limite élastique de l'acier qui compose les frettes = 235 MPa.

$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8.10$; G est le module de cisaillement conventionnel est de 0,9 MPa.

$t_s \geq 1.61mm$; Donc on prend:

Frettes métalliques : $t_s = 2mm$.

Feuillets d'élastomère : $t_i = 10mm$.

Enrobage extérieure : e = 5mm.

Epaisseur totale de l'appareil d'appui : $T_d = 5 \times t_s + 4 \times t_i + 2 \times e = 5 \times 2 + 4 \times 10 + 2 \times 5 = 60mm$.

Epaisseur totale d'élastomère : $Te = 4 \times ti + 2 \times e = 50mm$.

VIII.3.ETUDE SISMIQUE

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, en fonction de la direction d'excitation.

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

VIII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 1 (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.25 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble) ⟶ (T_1=0.2s ; T_2=0.5s ; S=1.2)
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), ξ = 5%.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est G = 1.2 MPa

VIII.3.2. Méthode de calcul

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- **Critère 1 :** La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental), doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre).
- **Critère 2 :** Le biais (l'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis), doit être supérieur à 70 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- **Critère 3 :** La courbure (l'angle balayé en plan par la tangente à l'axe), doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
- **Critère 4 :** La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

VIII.3.2.1. Verification des critères

Critère 1 : Il est vérifié pour le séisme longitudinal (dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles par des appareils en élastomère frette ou glissants) si :

$$M_p \leq 0.43 M_t$$

M_t=**5151.23 t**

$M_p = M_{p1} + M_{p2} + M_{p3} + M_{p4}$ **=1416.73t**

Donc : $M_p = 1416.73T \leq 0.43M_t$ = 2215.03 **(condition vérifié)**

Critère 2 : l'ouvrage est 100 gr > 70 gr **(Condition vérifié).**

Critère 3 : L'ouvrage étudié présente une courbure négligeable de rayon très large,

Donc il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

Critère 4 : Cette condition est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

Donc la méthode spectrale monomodale est applicable sur notre ouvrage.

VIII.3.3. Composante Longitudinale

VIII.3.3.1. Evaluation des raideurs

- **Rigidités des piles :** 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.

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut.}} + \frac{1}{n \times K_{a-app}}}$$

- **Raideur de l'appareil d'appui (K_{a-app}) :**

La raideur des appareils d'appui est calculée selon le guide d'application du RPOA par la formule suivante :

$$K_{a-app} = \frac{G \times a \times b}{Te}$$

Avec :

G : le module de cisaillement de l'appareil (1.2 MPa).

a,b : les dimensions en plan de l'appareil (250×350 mm^2).

T_e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil (50 mm).

- **Raideur des futs (K_{fut}) :**

La raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA par la formule suivante :

$$K_{fut} = n\frac{3EI_L}{h^3}$$

Avec :

n : nombre de fûts (n=3).

E : module d'élasticité instantané du béton (E = 33000 MPa)

I_L : moment d'inertie en plan du fût ($I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.785\ m^4$)

h : hauteur de fût (variable).

Application numérique :

$K_{a-app} = \frac{0.001 \times 1.2 \times 250 \times 350}{50}$ = 2.1 MN/m.

Tableau VIII. 1 : Rigidité des piles

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	k Ap-d'appui (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	Kpiles (MN/m)
P1	932,40	2,10	16	32,43
P2	159,46	2,10	16	27,75
P3	219,70	2,10	16	29,14
P4	309,39	2,10	16	30,31
Totale	1620.95	/	/	119.63

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	6,30	2	932,40
P2	11,35	2	159,46
P3	10,20	2	219,70
P4	9,10	2	309,39

- **Rigidités des culées :**

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui.

On a les mêmes appareils d'appui sur culées que sur la pile, donc on conserve les mêmes caractéristiques sauf pour le nombre qui est égal à 8.

$K_{culée} = K_{a-app} \times 8$= 16.8 MN/m.

- **Rigidités du système :**

K_{lon} = K_{piles} (totale) + 2× $K_{culée}$ = 119.63+2×16.8 = 153.23 MN/m

VIII.3.3.2. Evaluation de la period propre de l'ouvrage

$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$ = 2×3.14×$\sqrt{\frac{5151231}{153.23 \times 10^6}}$ = 1.15s

VIII.3.3.3. Evaluation du spectre de réponse

$$Sa = \begin{cases} AgS\left(1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \times (2.5n - 1)\right) & ; 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5nAgS & ; T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5nAgS\frac{T_2}{T} & ; T2 \leq T \leq 3\ s \\ 2.5nAgS\frac{3 \times T_2}{T^2} & ; T \geq 3\ s \end{cases}$$

On a :

n **:** Facteur de correction d'amortissement (n**=1).**

T_1=0.2s ; et T_2=0.5s.

T = 1.15s ; il est compris entre T_2 et 3s ; $T_2 \leq T \leq 3s$

Donc on prend :

$$S_a = 2.5nAgS\frac{T_2}{T}$$

S_a**= 2.5×1×0.25×9.81×1.2×**$\frac{0.5}{1.15}$ **= 3.19m/s²**

VIII.3.3.4. Effort total

$F_{long} = M \times S_a$ = 5151.23 × 3.19 = **16449.58 KN**

VIII.3.3.5. Répartition des efforts

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) :

$$F_i = \frac{K_i}{K}F$$

Tableau VIII. 2 : Efforts sur les appuis

Piles	$K_{pile/culée}$ (MN/m)	K_{long} (MN/m)	F_{long} (kN)	F_{appui} (kN)
C1	16,80	153,23	16449,6	1803,5
P1	32,43	153,23	16449,6	3481,5
P2	27,75	153,23	16449,6	2979,2
P3	29,14	153,23	16449,6	3128,5
P4	30,31	153,23	16449,6	3253,6
C2	16,80	153,23	16449,6	1803,5

VIII.3.3.6. Déplacement du tablier par rapport au sol

$\boldsymbol{D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 . S_a}$ **= 0.107 m.**

VIII.3.4. Composante Transversale

Selon le guide : ponts courants en zone sismique. Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), janvier 2000.

Lorsque le tablier du pont courant repose entièrement sur des appareils d'appui en élastomère fretté et qu'il n'est bloqué nulle part transversalement, on modélise par le modèle du tablier rigide.

VIII.3.4.1. Evaluation des raideurs

- **Rigidités des piles et culées :**

$$\boldsymbol{K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut.}} + \frac{1}{n \times K_{a-app}}}}$$

Raideur de l'appareil d'appui (K_{a-app}) :

$$K_{a-app} = \frac{G \times a \times b}{Te}$$

Raideur des futs (K_{fut}) :

$$K_{fut} = n\frac{3EI_T}{h^3}$$

I_T : moment d'inertie transversale pour chaque fût par rapport à l'axe de la pile calcule par l'Autocad ($I = 124.92\ m^4$).

Application numérique :

K_{a-app}= 2.1 MN/m

Tableau VIII. 3:Répartition des efforts sur piles

Piles	H_{moy} (m)	I_T (m^4)	$K_{Fût}$ (MN/m)	$K_{pile/culée}$ (MN/m)
C1	/	/	/	16.8
P1	6,3	124,920	49459,02	33.58
P2	11,35	124,920	8458,23	33.47
P3	10,2	124,920	11653,78	33.5
P4	9,1	124,920	16411,30	33.53
C2	/	/	/	16.8

- **Rigidités du système :**

K_T = K_{piles} (totale) + 2× $K_{culée}$

K_T = 134.08+2×16.8 = 167.68 MN/m

VIII.3.4.2. Evaluation de la période propre de l'ouvrage

$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$ = 2×3.14×$\sqrt{\frac{5151231}{167.68\times10^6}}$ = 1.10s.

VIII.3.4.3. Evaluation du spectre de réponse

Sa =

$$\begin{cases} AgS\left(1+\left(\frac{T}{T_1}\right)\times(2.5n-1)\right) & ;\ 0\le T\le T1 \\ 2.5nAgS & ;\ T1\le T\le T2 \\ 2.5nAgS\frac{T_2}{T} & ;\ T2\le T\le 3\ s \\ 2.5nAgS\frac{3\times T_2}{T^2} & ;\ T\ge 3\ s \end{cases}$$

On a :

n **:** Facteur de correction d'amortissement (***n*****=1).**

T_1=0.2s ; et T_2=0.5s.

T = 1.10s ; il est compris entre T_2 et 3s ; $T_2 \le T \le 3s$

Donc on prend :

$$S_a = 2.5nAgS\frac{T_2}{T}$$

S_a= 2.5×1×0.25×9.81×1.2×$\frac{0.5}{1.10}$ = 3.34m/s^2

VIII.3.4.4. Effort total

Ft $= M \times S_a$ = 5151.23 × 3.34 = **17207.4 KN**

VIII.3.4.5. Répartition des efforts

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) :

$$F_i = \frac{K_i}{K}F$$

Tableau VIII. 4 :Repartition des efforts sur appui

Piles	$K_{pile/culée}$ (MN/m)	K_T (MN/m)	F_T (kN)	F_{appui} (kN)
C1	16,80	167,68	17207,4	1724,0
P1	33,58	167,68	17207,4	3445,7
P2	33,47	167,68	17207,4	3434,4
P3	33,50	167,68	17207,4	3438,2
P4	33,53	167,68	17207,4	3441,0
C2	16,80	167,68	17207,4	1724,0

VIII.3.4.6. Déplacement du tablier par rapport au sol

$D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 . S_a$ = 0.103 m.

VIII.3.5. Composante verticale

L'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).

Donc on néglige la composante verticale.

VIII.3.6. Combinaison des composantes de l'action sismique

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le

long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

Les combinaisons sont :

$$E_1 = E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3E_x \pm E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0.3E_x \pm E_y$$

E_x, E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Tableau VIII. 5 : Combinaison des efforts

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1/C2	1803,46	1 720,53	0	2 319,6	2 261,57	1 057,20
P1	3481,46	3 670,57	0	4 582,6	4 715,01	2 145,61
P2	2979,16	3 756,47	0	4 106,1	4 650,22	2 020,69
P3	3128,46	3 737,76	0	4 249,8	4 676,30	2 059,87
P4	3253,58	3 719.36	0	4 369,4	4 695,43	2 091,88

VIII.3.7. Vérification de dimensionnement

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

- Résistance à la compression
- Sécurité au flambement
- Limitation de la distorsion
- Non-glissement

VIII.3.7.1. Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité en résistance en compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduit par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

On doit vérifier que : $\sigma_m \leq 20$MPa ; avec $\sigma_m = \frac{Rmax}{a \times b} = 12.29$ MPa.

Donc : $\frac{20}{12.29} = 1.63 \geq 1.5$ (Condition vérifie).

VIII.3.7.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

Avec :

γ_s : Le coefficient de sécurité (γ_s=3).

P_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : La charge critique de flambement, donné par la formule suivante : $P_c = 4\times G.B.\ S^2.d/h$

B : l'aire nominale de l'appui (a×b) ;

d : somme d'une épaisse de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.

h : hauteur total de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme, donné par la formule suivante : $S = \frac{a\times b}{2\times ti(a+b)}$

Application numérique :

S=7.29 ; h=0.06m ; B=0.09m^2; d=0.012m.

Pc=3.35 MN ; Pu=1.075 MN ⟶ 3.23 MN< 3.35MN (Condition vérifier)

VIII.3.7.3. Limite de la distortion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limité aux valeurs suivantes :

Pour : p= Pu/Pc ≤ 0.25 : $\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$

$\delta_0 = \frac{c}{hc}$ Borné par : [0.7≤ δ_0 ≤2]

C : diamètre pour un appui circulaire, petite côte pour un appui rectangulaire.

hc : épaisseur totale d'élastomère.

Pour : p= Pu/Pc≥0.25 : $\delta \leq \delta_c$=1.4 (1-2p)

$\delta = \tan(\gamma) = \frac{\gamma}{Td}$; $\gamma = \Delta L_{r+f} + 0{,}4\times \Delta L_{tem} + H_{tablier}$

Application numérique :

P= $\frac{1.08}{3.35}$ = 0.321 MN ≥ 0.25 ⟶ δ_c=1.4 (1-2×0.321) =0.5

γ=0.120m

D`où : δ=1.996 ≥ 0.5 (condition non vérifié).

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion.

VIII.3.7.4. Condition de non glissement

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :

$$H \leq f \times N$$

Avec :

- H : l'effort horizontal.
- f : coefficient de frottement.
- N : l'effort de compression verticale.

- **Pour la pile :**

$N = \frac{Rg}{2 \times N_{poutres}} \longrightarrow N = 0.64$ MN

$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} \longrightarrow \sigma_m = 7.34$ MN

$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m = 0.18$

$H = \frac{E1}{(2 \times N_{poutres}) + (0.4 \times F_{tem} \times \frac{F_{def}}{8})}$;

$F_{tem} = \frac{\frac{n}{2} \times G \times a \times b \times \Delta L\text{tem}}{Te}$; $F_{r+f} = \frac{\frac{n}{2} \times G \times a \times b \times \Delta L\text{r+f}}{Te}$

Application numérique :

E_1=4645KN ; N=8; F_{tem}= 78.59KN; F_{r+f} =124.740KN.

H=0.31MN ≤ 0.12 (condition non vérifié).

- **Pour la culée :**

$N = \frac{Rg}{N_{poutres}} \longrightarrow N = 0.64$MN

$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} \longrightarrow \sigma_m = 7.34$MN

$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m = 0.18$

$H = \frac{E1}{(2 \times N_{poutres}) + (0.4 \times F_{tem} \times \frac{F_{def}}{8})}$

H=0.31 MN ≤ 0.12 (condition non vérifie)

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement.

VIII.4.Des d`appuis

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VIII.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis

$A \geq a+\frac{h}{2}$ et $B \geq b+\frac{h}{2}$

$H \geq \frac{a \times b}{a+b} = \frac{0.25 \times 0.35}{0.25+0.35} = 0.145$

On prend A=B=0.6m et h=0.2m

VIII.4.2. Ferraillage des dés d'appuis

Armatures de chainage :

La section calculée doit reprendre 25% l'effort Rmax

$A_c = \frac{As \times R_{max}}{\sigma s} = \frac{0.25 \times 1.075}{434.78} = 6.18\ cm^2$ ⟶ **soit 4HA16**

Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation éventuelle fissures, l'ensemble des armatures devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge

$A_s = \frac{0.125 \times R_{max}}{\sigma s} = \frac{0.125 \times 1.075}{434.78} = 3.09\ cm^2$ ⟶ **soit 4HA10**

VIII.4.2.1. Armature de diffusion

- **Ferraillage de surface (frette supérieur)**

Une frette supérieure placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui. Les armatures sont capables de reprendre 4%Rmax.

$A_s = \frac{0.04 \times R_{max}}{\sigma s} = \frac{0.04 \times 1.075}{434.78} = 1\ cm^2$ ⟶ **soit 4HA8**

- **Ferraillage inferieur (frette inferieure)**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$A_s = \frac{0.1 \times R_{max}}{\sigma s} = \frac{0.1 \times 1.075}{434.78} = 2.47\ cm^2$ ⟶ **soit 4HA10**

VIII.5. Joint de chaussée

Pour assurer un passage confortable entre les tabliers, ainsi que limiter les déformations sur le début et la fin des tabliers. On doit placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée pour garantir la continuité de la surface de circulation, tout en permettant les déformations dû à la température, fluage, retrait, freinage et séisme.

Un joint doit avoir les propriétés suivantes :

- Assurer la liberté de mouvement du pont
- Donner une continuité de la surface de roulement
- Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

VIII.5.1. Détermination du souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement.

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

- La température.
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.3\ W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage). ⟶ **W_D=0.01**

W_T : souffle thermique. ⟶ **W_T=0.0062**

W_S : le souffle sismique. ⟶ **W_S=0.107**

D`où **: W=0.048 m = 48 mm**

Type de joint a choisi

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 VIII. 2:Type de Joint de chaussée

Donc notre choix sera JEP3

Type	B		G		E	H	I	J
	min.	max.	min.	max.	min.	min.		
JEP3	80	110	10	40	140	80	60	55
JEP5	75	125	10	60	140	80	75	59
JEP8	75	155	10	90	140	80	95	59

Figure VIII. 3:Les dimensions du joint de chaussée

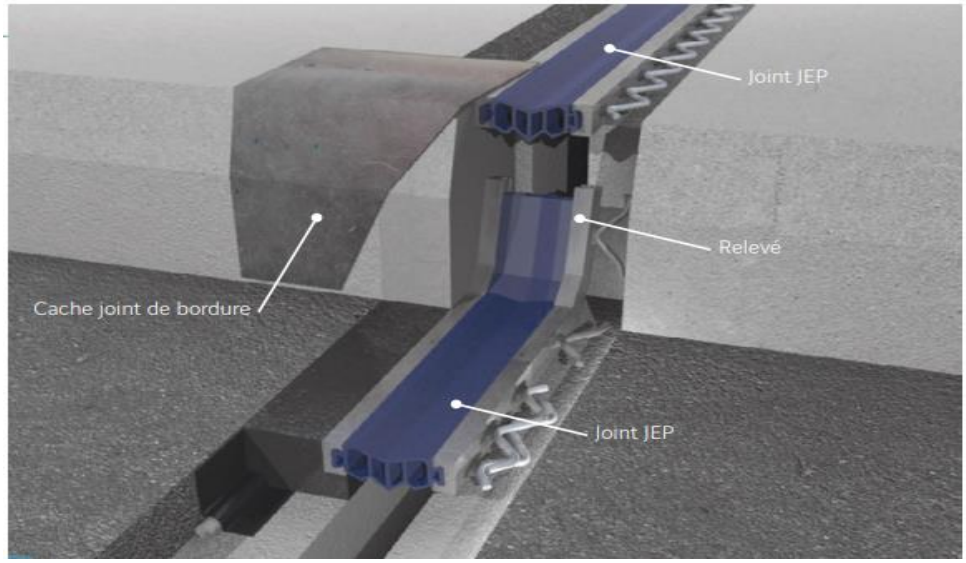


Figure VIII. 4:Vue 3D d`un joint de chaussée

VIII.6.CONCLUSION

On a identifier dans ce chapitre l'importance de l'étude sismique et le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement.

CHAPITRE : IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est indispensable. La détermination des appuis et des fondations consiste d`une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif.

Le choix et le dimensionnement de l'infrastructure est basé sur la nature et le mode de la construction du tablier, les contraintes naturelles du site et les contraintes fonctionnelles du projet.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

On considère une pile comme un appui intermédiaire, son rôle est de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

IX.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est en fonction de plusieurs paramètres :

- Le mode de construction du tablier.
- La nature du site (urbain ou rurale) afin d'assurer un certain esthétique.
- La hauteur de la pile.
- Le mode d'exécution des fondations
- Le mode de liaison entre la pile et le tablier**.**

Tableau IX. 1 Implantation et hauteurs des piles.

Appuis	Position	Hauteur de fut	Hauteur totale
C01	PK 104+819	/	/
P01	PK104+856	6.30	8.7
P02	PK 104+893	11.35	13.75
P03	PK 104+930	10.20	12.6
P04	PK 104+967	9.10	11.5
C02	PK 105+004	/	/

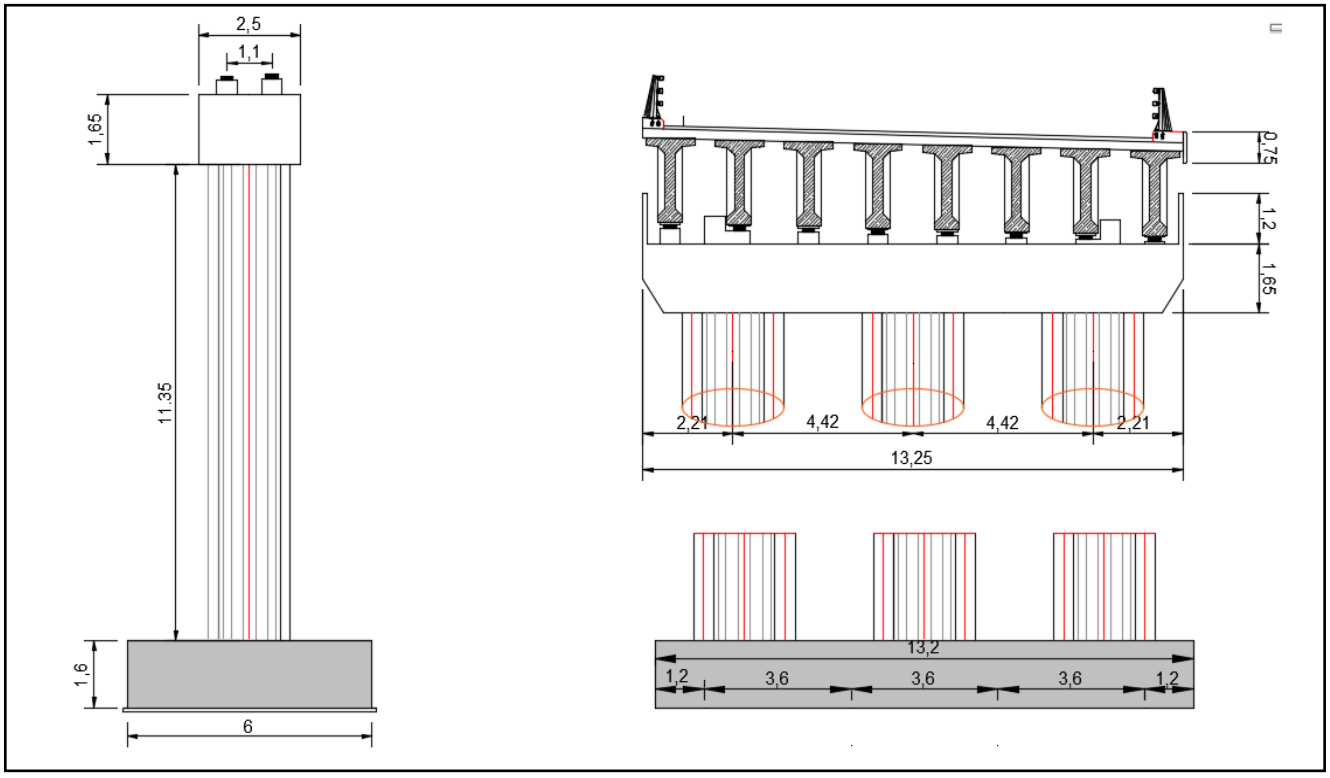


Figure IX. 1:Dimension de la pile la plus haute

IX.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute .

$l_f = 0.7 \times l_0$: (l_0 est la hauteur du fût).

i : rayon de giration de la section . $i = \sqrt{\frac{I}{s}} = 0.5$ m

Tableau IX. 2:Vérification du flambement

Désignation	Résultats
l_f (m)	7.94
i (m)	0.5
λ	15.88
Observation	Vérifié

Donc : il y`a pas de risque de flambement

IX.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

IX.2.2.1. Efforts statiques

Tableau IX. 3:Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées

Sollicitations / Désignations	Vertical (KN)	Horizontal Longitudinal (KN)	Moment longitudinal (KN.m)
G (fut)	2674.28	/	/
G (chevêtre)	1366,41	/	/
G Tablier	10280,24	/	/
A(l) 3 Voies	2267,85	/	/
D240	2126,67	/	/
B_c 3Voies	1593,16	/	/
Mc 120	1136,28	/	/
Freinage Bc 3Vs	/	180,00	2340,00
Freinage A(l) 3 Vs	/	98,78	1284.15
H_T	/	78,59	1021.62
H_{R+F} (Ret + flu)	/	124,74	1621.62

IX.2.2.2. Effort sismique

- **Evaluation de la période propre :**

$T = 1.784\sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}}$;

Avec :

ρ : Masse volumique du matériau de l'appui en (kg/m^3).

E : Module d'Young du matériau de l'appui en (Pa).

A : Section équivalente de l'appui pour retrouver la masse totale de l'appui (en m^2).

I : Inertie à ajuster pour retrouver la même flèche « d » en tête sous l'action d'une charge « F ».

L : Hauteur de la pile.

Application numérique :

ρ = 2500 kg/m^3; E = 33000 MPa; A = 14.24 m^2; L = 11.35 m.

I_{lon} = 2.36 m^4 ; I_{tran} = 124.92 m^4 .

$T_{tran} = 1.784\sqrt{\frac{\rho AL^4}{E \times Itran}} = 0.021$ s;

$T_{lon} = 1.784\sqrt{\frac{\rho AL^4}{E \times lon}} = 0.156$ s.

- **Evaluation du spectre de réponse :**

Horizontales :

$$Sa = \begin{cases} AgS\left(1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \times (2.5n - 1)\right) & ; 0 \le T \le T1 \\ 2.5nAgS & ; T1 \le T \le T2 \\ 2.5nAgS\frac{T_2}{T} & ; T2 \le T \le 3\text{ s} \\ 2.5nAgS\frac{3 \times T_2}{T^2} & ; T \ge 3\text{ s} \end{cases}$$

Avec:

A = 0.25; S = 1.2; T_1=0.2s; T_2 = 0.5s; n = 1; g = 9.81m/s^2.

On a T_{lon} et T_{tran} sont compris entre 0 et T_1 ; Donc on travaille avec la première formule dans les deux cas :

$Sa_{tran} = AgS\left(1 + \left(\frac{Ttran}{T_1}\right) \times (2.5n - 1)\right) = 3.41$ s.

$Sa_{lon} = AgS\left(1 + \left(\frac{Tlon}{T_1}\right) \times (2.5n - 1)\right) = 6.39$ s.

Verticale :

$$Sae^v(T) = \begin{cases} Ag\alpha\left(1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \times (2.5n - 1)\right) & ; 0 \le T \le T1 \\ 2.5nAg\alpha & ; T1 \le T \le T2 \\ 2.5nAg\alpha\frac{T_2}{T} & ; T2 \le T \le 3\text{ s} \\ 2.5nAg\alpha\frac{3 \times T_2}{T^2} & ; T \ge 3\text{ s} \end{cases}$$

Avec :

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

α = 0.7 pour les zone sismique I, IIa et IIb et α = 1 pour la zone sismique III.

T_1, T_2 : Période caractéristique associe à la catégorie de site donnes dans le tableau suivant :

Tableau IX. 4: Période caractéristique associe à la catégorie de site donnes

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.2	0.2
T_2	0.3	0.4	0.4	0.4

Notre site est un : S3 ⟶ T_1 = 0.2s et T_2 = 0.4s.

Donc : $Sae^{v}(T) = Ag\alpha(1 + (\frac{T}{T_1}) \times (2.5n - 1) = 3.73s.$

- **Effort à la base de la pile :**

Evaluation des actions Sismiques :

Tableau IX. 5:Evaluation des actions Sismiques

Désignation	**N (MN)**	**V_L (MN)**	**V_T (MN)**	**l_{FV}/o (x/o)**	**l_{FH}/O/a (y/a,o)**	**M_{FV}/o**	**M_{FHL}/o**	**M_{FHT}/o**
Pile	1,51	2,58	1,38	0,00	5,68	0,00	14,6	7,83
Séis Tab	0,00	4,01	4,33	0,00	11,35	0,00	45,51	49,12

Combinaisons des directions :

$$E_1 = E_L + 0.3(E_T + E_V)$$
$$E_2 = E_T + 0.3(E_L + E_V)$$
$$E_3 = E_V + 0.3(E_T + E_L)$$

Tableau IX. 6: Combinaison des directions

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	4,77	0,00	0,00	4,77	1,43	1,43
V_T (MN)	0,00	4,54	0,00	1,36	4,54	1,36
M_L	47,81	0,00	0,00	47,81	14,34	14,34
M_T	0,00	49,74	0,00	14,92	49,74	14,92
N (MN)	0,00	0,00	1,51	0,45	0,45	1,51

Efforts provenant du Tablier et de la pile :

L`effort normale et verticale provenant du tablier (N, V) **:**

N **:** $G_{tablier}$+0.2Al ; V : H_{f+r}+0.4H_t +0.2+$Fr_{Bc.}$

Tableau IX. 7:Effort provenant du tablier et de la pile

	Provenant du Tablier		**Provenant de la pile:**		
	Rmax	Rmin	Fût	Chevêtre	PP_p
N (MN)	10,73	10,51	2.67	1.37	4.04
V(MN)	0,55	0,18	/	/	/
ML(MN)	2,18	2,00	/	/	/

Combinaisons d'action au pied de la pile :

1 : E_1 +R_{max}+PP_p

2 : E_2 +R_{max}+PP_p

3 : E_3 +R_{max}+PP_p

4 : -E_1 +R_{min}+PP_p (le signe – porte uniquement sur l`effort puisque la pile est symétrique)

5 **:** -E_2 +R_{min}+PP_p (le signe – porte uniquement sur l`effort puisque la pile est symétrique)

6 : -E_3 +R_{min}+PP_p (le signe – porte uniquement sur l`effort puisque la pile est symétrique)

Tableau IX. 8:Combinaisons d'action au pied de la pile

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	5,32	1,98	1,98	4,59	1,25	1,25
V_T (MN)	1,36	4,54	1,36	1,36	4,54	1,36
M_L	49,99	16,52	16,52	45,81	12,34	12,34
M_T	14,92	49,74	14,92	14,92	49,74	14,92
N (MN)	15,23	15,23	16,28	14,32	14,32	13,27

IX.2.2.3. Combinaison des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS: $G+1.2Bc+0.6H_T+H_{f+r}$

ELU: $1.35G+1.2Bc+0.9H_T+H_{f+r}$

ELA: $G+0.2A(l)+E_1+0,4\ H_T + H_{flv}$

Tableau IX. 9 : Combinaison des efforts

Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.M)	M_T	H_T
ELS	16232.72	387.89	5042.59	/	/
ELU	21882.3	527.13	6852.65	/	/
ELA	15230	4960	49990	14920	1360

IX.2.3. Ferraillage des éléments de la pile

IX.2.3.1. Ferraillage de chevêtre

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant. Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

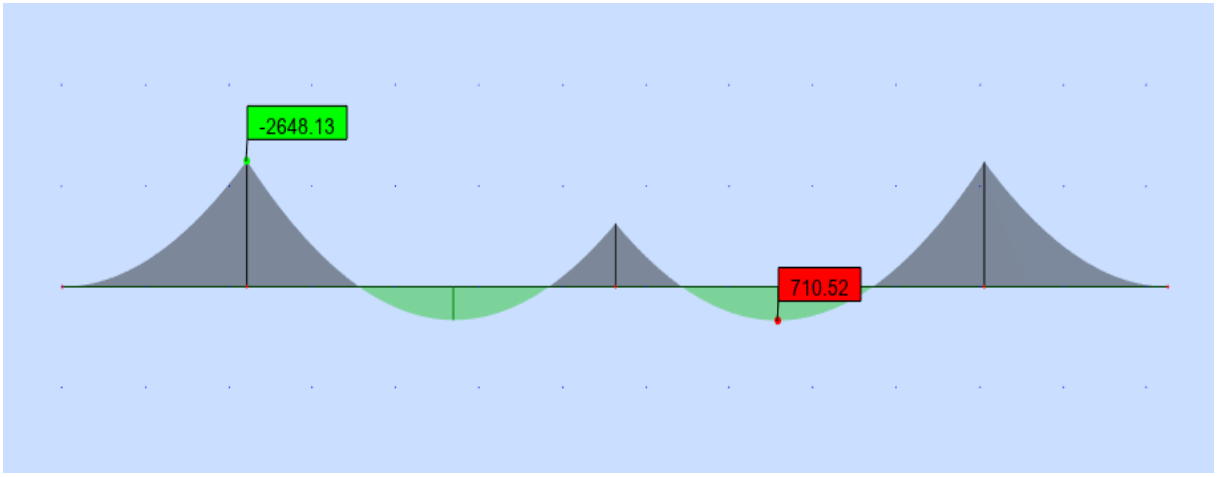


Figure IX. 2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)

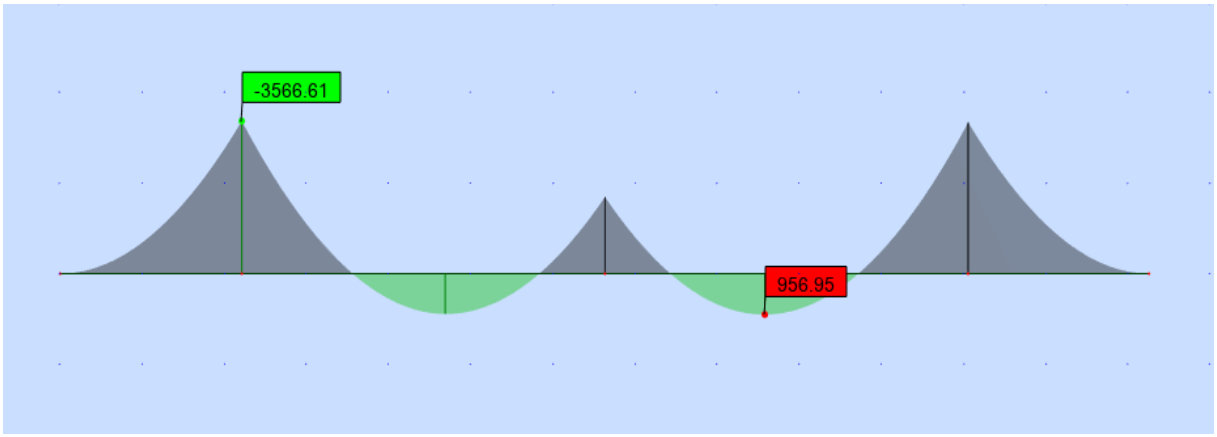


Figure IX. 3:Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)

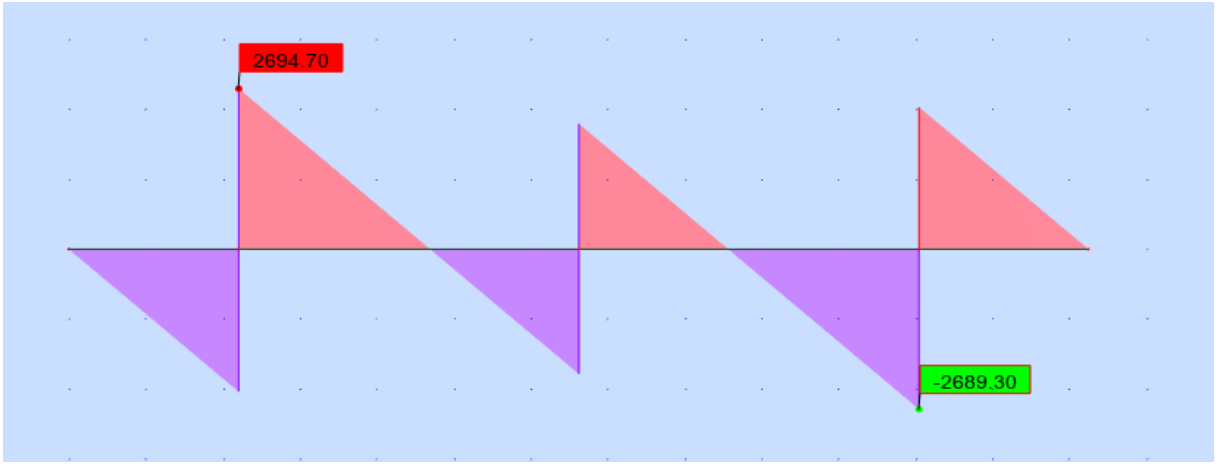


Figure IX. 4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

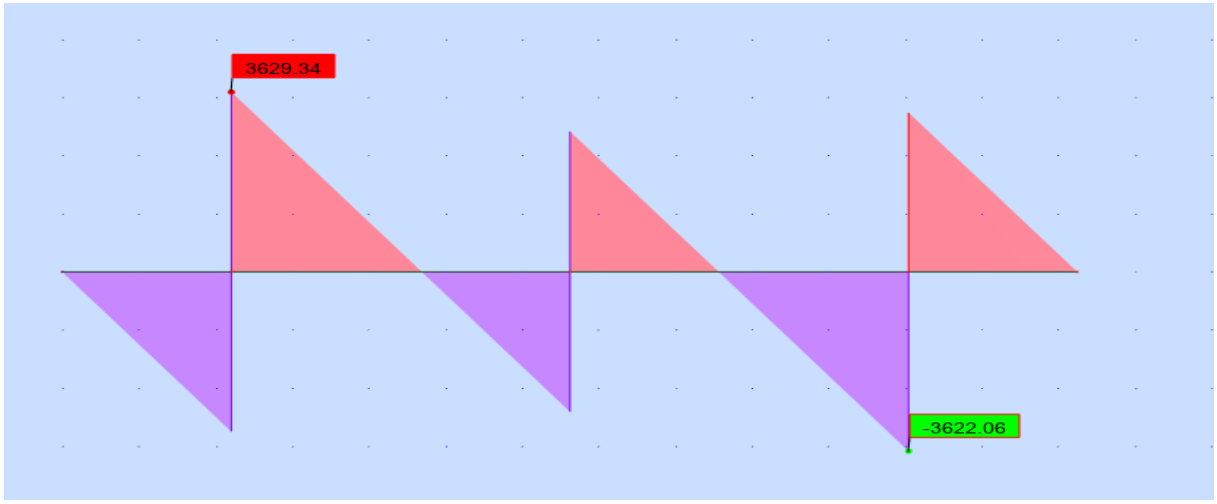


Figure IX. 5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

Tableau IX. 10 : Ferraillage de chevêtre

Armature		Effort ELS	effort ELU	A_S (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	2648.13	3566.61	71.1	HA25	15
	Nappe inf	710.52	956.95	40	HA20	20
Transversal		2689.30	3629.34	3.08	HA14	15/30

- **Dimensionnement à la torsion**

On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitè par :

$\{ l_t = l_c \text{ si } l_c \leq \phi + h_c \}$; $\{ l_t = \phi + h_c \text{ si } l_c > \phi + h_c \}$.

Avec :

$h_c = 1.65m$; $\phi = 2m$; $l_c = 2.5m$; $l_t = 2.5m$.

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\,\Omega\, b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$;
C : moment de torsion maximal par ml ;
Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

Et on a :

$P = (2\times h_c - bn) + (2 \times l_t - bn)$

Avec :

bn : L'epaisseur de la paroi de la section creuse equivalente ; $bn = h_c/6$.

bn = 0.28m.

P = 7.75m.

Et on a pour le C :

- Phase de construction:

$C_1 = P_g \times e$

P_g = 232.25 KN/ml

e = 0.55m

C_1 = 127. 74KN.m /ml

- Phase de service:

$C_2 = Sur_{A(l)} \times e$

$Sur_{A(l)}$ = 171.16 KN/ml

C_2 = 94.14 KN.m/ml

C = max (C_1, C_2) = 127. 74KN.m/ml.

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

La condition a vérifié est :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$\tau_b = \frac{127.74}{2 \times 3.06 \times 0.28}$ = 74.54 KPa = 0.0745 MPa

$\tau_v = \frac{Vu}{b0 \times d} = \frac{3629.34}{2.5 \times 1.485}$ = 0.977 MPa

τ_{lim} = min {(0.2×f_{c28}) /γ_b ; 5MPa} = 4.66 MPa

0.96 < 21.71 (Condition vérifié).

Et :

$As = \frac{1}{\sigma_1} \times \frac{C \times P}{2 \times \Omega}$;

Avec :

σ_1 = (2 × f_e)/3 = 333.33 MPa

Ω = (h_c – bn) × (l_t – bn) = 3.06 m^2.

A_s = 4.85 cm^2

Soit 4HA14 avec e = 0.35m = 35cm.

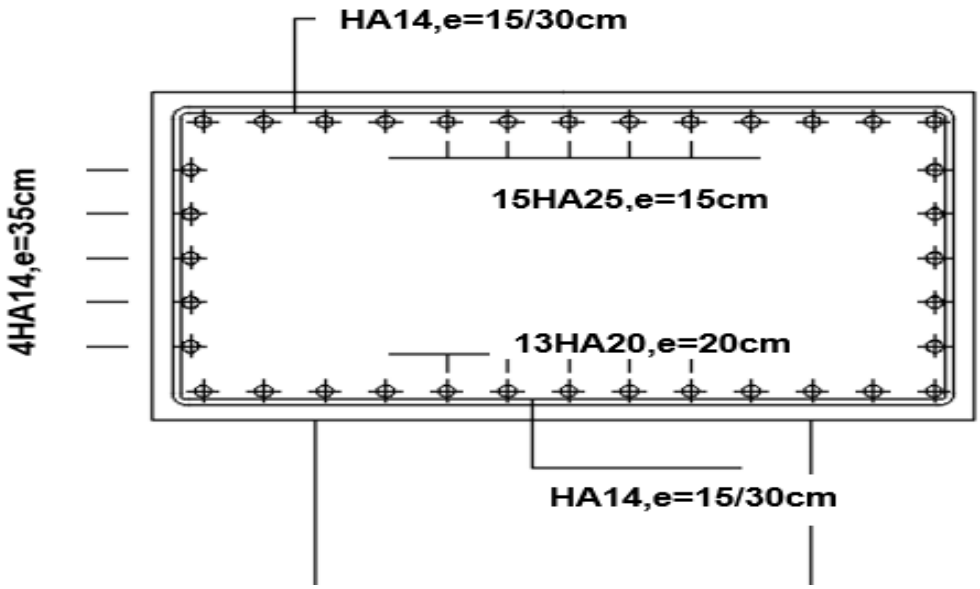


Figure IX. 6 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale)

IX.2.3.2. Ferraillage des fûts

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle et qui travaille à la flexion composée déviée. Les résultats de ferraillage sont les suivants :

Tableau IX. 11 : Ferraillage des fûts

Armatures	efforts	ELS	ELU	ELA	As (cm^2)	Ø (mm)	E (cm)
Longitudinale	N (KN)	16232.72	21882.3	15230	355.5	HA32	14
	Mt(KN.m)	/	/	14920			
	M (KN.m)	5042.59	6852.65	49990			
Transversal	H (KN.m)	387.89	527.13	4960	4.02	HA16	15/20
	H_T(KN.m)	/	/	1360			

- **Section d'acier :**

Avec Robot expert As = 355.5 cm² ; Donc : on prend 45HA32

- **Cercle transversale :**

Par robot expert : 2 cerces HA16, espacement= 15 cm zone critique et 20 cm zone courant.

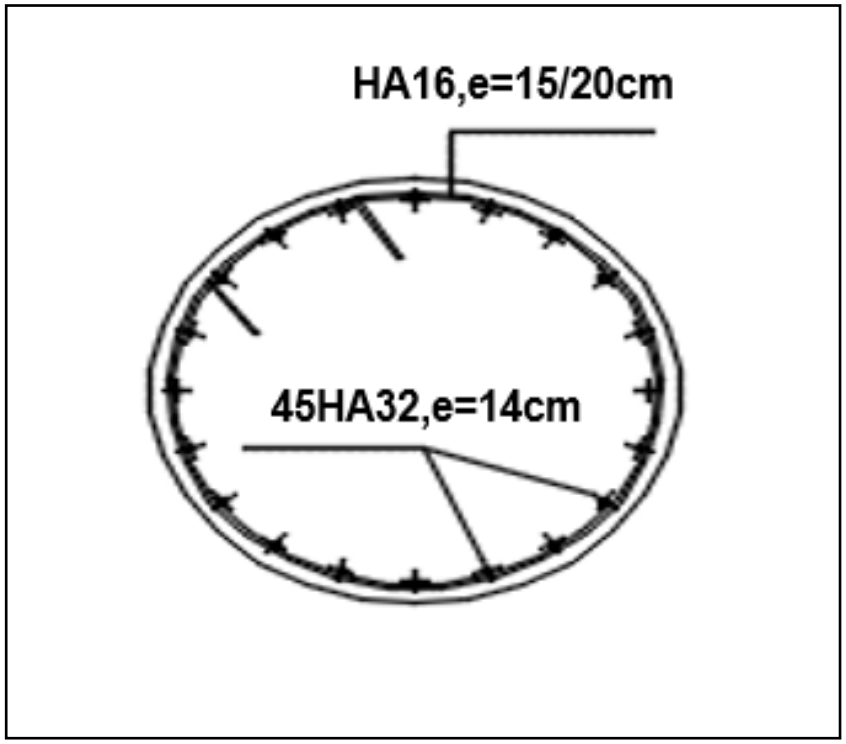


Figure IX. 7:Ferraillage des colonnes

IX.2.3.3. Ferraillage de fondation

Semelle :

- Evaluation des efforts statiques agissant sur la semelle :

Tableau IX. 12 : Evaluations des efforts agissant sur la semelle

Sollicitations / Désignations	Vertical (KN)	Horizontal Longitudinal (KN)	Moment longitudinal (KN.m)
G (semelle)	3168.00	/	/
G (fut)	2674.28	/	/
G (chevêtre)	1366,41	/	/
G Tablier	10280,24	/	/
A(l) 3 Voies	2267,85	/	/
D240	2126,67	/	/
B_c 3Voies	1593,16	/	/
Mc 120	1136,28	/	/
Freinage Bc 3Vs	/	180,00	2628,00
Freinage A(l) 3 Vs	/	98,78	1442.20
H_T	/	78,59	1147.36
H_{R+F} (Ret + flu)	/	124,74	1821.20

- Evaluation des efforts sismiques agissant sur la semelle :

Sont calcules dans ANEXE (C)

- **Combinaison des efforts :**

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS: $G+1.2A(l)+0.6H_T+H_{f+r}$

ELU: $1.35G+1.2A(l)+0.9H_T+H_{f+r}$

ELA: $G+0.2A(l)+E_1+0,4\ H_T + H_{flv}$

Tableau IX. 13:Combinaisons des efforts

Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.M)
ELS	20210.34	290.43	4240.26
ELU	27238.6	397.18	5798.77
ELA	15020	49900	57240

- **Détermination de nombre des pieux :**

Le nombre des pieux sous la semelle est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n \geq \frac{\text{effort maximal}}{capacite\ portante\ d`un\ pieu} = \frac{20210.34}{5000} = 4.04$$

On prend n=6 pieux.

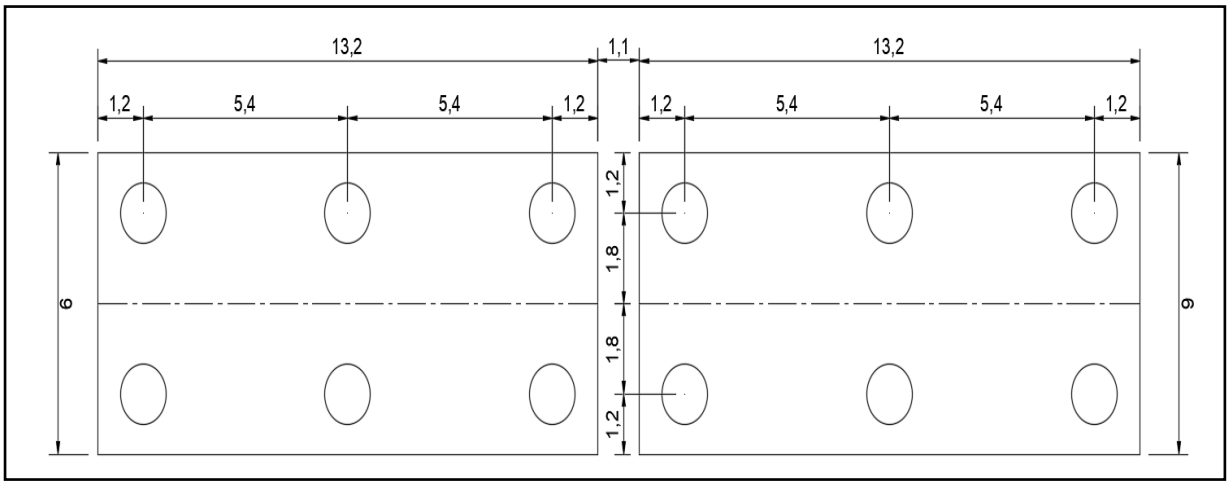


Figure IX. 8: Figure : Plan de disposition des pieux dans les deux semelles de la pénétrante

- **Effort revenant à chaque pieux :**

$$R_{max/min} = \frac{N}{n} \pm \{\frac{M \times y_i}{S \times y_i^2}\}.$$

$y_1 = 1.8$; $y_2 = -1.8$; $S = 3$.

- **Condition normale :**

E.L.U :

$$\mathbf{R_{max}} = \frac{27238.6}{6} + \frac{5798.77 \times 1.8}{3\times1.8\times1.8+3\times(-1.8)\times(-1.8)} = 5076.69 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{R_{min}} = \frac{27238.6}{6} - \frac{5798.77 \times 1.8}{3\times1.8\times1.8+3\times(-1.8)\times(-1.8)} = 4002.84 \text{ KN.}$$

E.L.S :

$$\mathbf{R_{max}} = \frac{20210.34}{6} + \frac{4240.26 \times 1.8}{3\times1.8\times1.8+3\times(-1.8)\times(-1.8)} = 3761.01 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{R_{min}} = \frac{20210.34}{6} - \frac{4240.26 \times 1.8}{3\times1.8\times1.8+3\times(-1.8)\times(-1.8)} = 2975.77 \text{ KN.}$$

- **Condition sismique :**

E.L.A :

$$\mathbf{R_{max}} = \frac{15020}{6} + \frac{57240 \times 1.8}{3\times1.8\times1.8+3\times(-1.8)\times(-1.8)} = 7803.33 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{R_{min}} = \frac{20210.34}{6} - \frac{4240.26 \times 1.8}{3\times1.8\times1.8+3\times(-1.8)\times(-1.8)} = -2797.24 \text{ KN.}$$

Tableau IX. 14: Efforts revenant à chaque pieu sous les différentes combinaisons

Condition	Effort	R max (KN)	R min (KN)
Normale	**ELU**	5076.69	4002.84
	ELS	3761.01	2975.77
Sismique	**ELA**	7803.33	-2797.24

- **Vérification au non poinçonnement et non soulèvement :**

ELS : R max = 3761.01 < 5000 KN ⟶ **(condition vérifier)**

ELA : R max = 7803.33 < 8000 KN ⟶ **(condition vérifier)**

ELA : R min = -2797.24 < 4000 KN ⟶ **(condition vérifier)**

- **Méthode des bielles :**

Armatures transversales inférieures :

Les conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} 55^0 \geq \alpha \geq 45^0 \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

L : Entraxe des deux files de pieux : L = 3.6 m.

b : Diamètre du fut : b = 2 m.

h = H – 0.1 = 1.5 m.

$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \geq \frac{3.6}{2} - \frac{2}{4}$ = 1.3m (vérifier).

$Tg(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \longrightarrow \alpha = 49.11^0$.

On a:

$A_s = \frac{Ni}{\overline{\sigma_i}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$

- **Condition normale :**

E.L.S :

$\overline{\sigma_a}$ = (2×f_e) /3 = 333.33 MPa.

Donc : A_s = 97.79 cm^2.

E.L.U :

$\overline{\sigma_a}$ = f_e / 1.15 = 434.78 MPa.

Donc : A_s = 101.2 cm^2.

- **Condition sismique :**

E.L.A :

$\overline{\sigma_a}$ = f_e = 500 MPa.

Donc : A_s = 135.24 cm^2.

La condition sismique est la plus défavorable : A_s = 135.24 cm^2

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L).

Telle que :

L = h + Φpieu = 2.7 m.

A_s/ml = 135.24/2.7 = 50.09cm^2/ml.

Soit : 7HA32 avec e = 17cm.

Armatures longitudinales inférieures :

A_s = 50.09/2 = 25.05 cm^2/ml.

Soit : 8HA20 avec e = 15cm.

Armatures transversales supérieures :

A_s = 50.09/3 = 16.697 cm^2/ml.

Soit : 6HA20 avec e = 20cm.

Armatures longitudinales supérieures :

A_s = 50.09/4 = 12.523 cm^2/ml.

Soit : 7HA16 avec e = 17cm.

Armatures latérales :

A_s = 50.09/10 = 5.009 cm^2/ml.

Soit : 5HA12 avec e = 25cm.

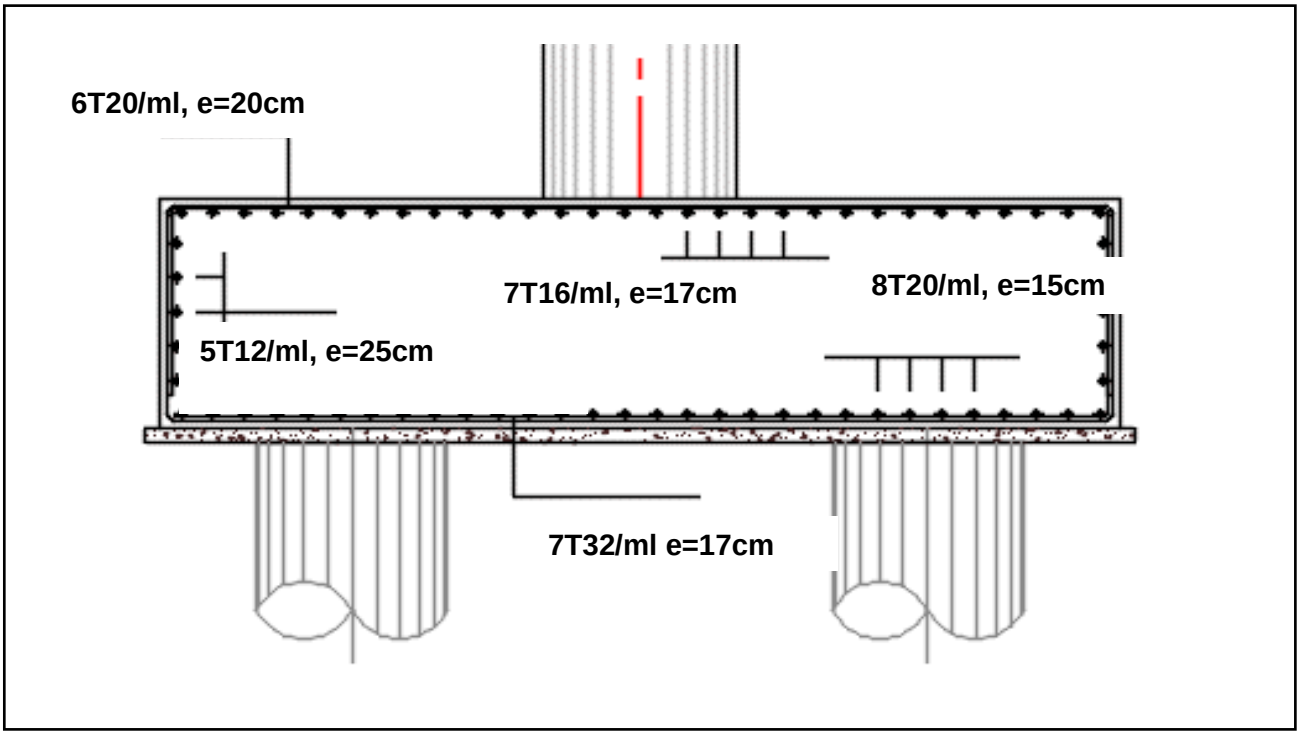


Figure IX. 9:ferraillage de la semelle

Calcul des Pieux :

- **Sollicitations les plus défavorables :**

ELS : H=H_{max} /6 = 387.89/6 = 64.65 KN.

ELU : $H=H_{max}/6 = 527.13/6 = 87.85$ KN.

ELA : $H=H_{max}/6 = 4990/6 = 831.6$ KN.

- **Actions sur les pieux :**

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} = \qquad \lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

Avec :

b : diamètre de pieu : b = 1.2m.

C_u : Module de réaction du sol : $C_u = 30$ MN/m^2

I = 0.101m^4

Donc

$\lambda = 0.228$

Et on a :

L : Profondeur des pieux : L = 18m.

Donc : $\lambda \times L = 4.103$.

Avec :

Tableau IX. 15:valeur de x_{op} et x_{om}

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
x_{op}	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
x_{om}	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Par itération on obtient :

$x_{op} = 1.27$ et $x_{om} = 1.55$.

Donc :

ELS : $\overline{M} = 232.98$

ELU : $\overline{M} = 316.61$

ELA : $\overline{M} = 2996.97$

Tableau IX. 16:Efforts sur pieux

Combinaisons	R_{min} (KN)	$\bar{M}$ (KN.m)
ELS	2709.08	232.98
ELU	3647.25	316.61
ELA	-2797.25	2996.97

En utilisant le Robot expert on distingue :

A_s = 182.8 cm^2.

Soit 23HA32 avec un espacement e = 15cm.

On utilise des cerces de 2HA14 avec un espacement de 15cm en zone critique et 20cm en zone courante.

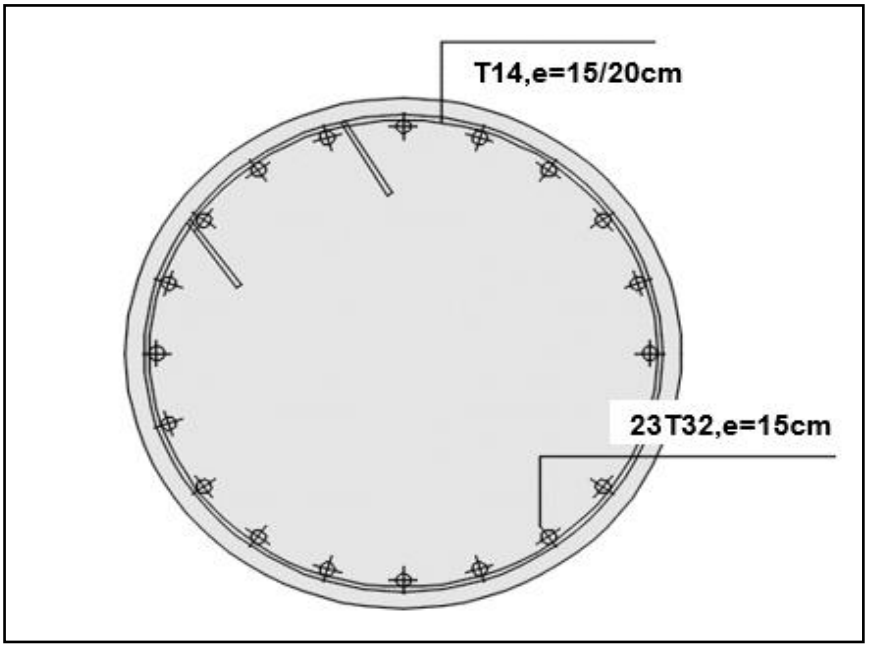


Figure IX. 10:Ferraillage des pieux

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit assurer les fonctions mécaniques et techniques.

Notre choix s'est porté sur une culée qui compose d'un ensemble de :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.

- Un mur de garde grève destinée à isoler le tablier de contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.
- Dalle de transition et La fondation

IX.3.1. Pré dimensionnement de la culée

La culée qui prit en considération pour le calcul est celle qui présente une hauteur maximale. Soit la Culée C2 (Côté droite) au PK : 105+004

D'après le profil en long de l'ouvrage on trouve que la hauteur moyenne de la culée est de 9.33m.

Le type de fondation adoptée est profond, sur pieux forés de diamètre 1.2m et de profondeur de 18m.

Tableau IX. 17:Récapitulatif des dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Dimension
Mur de de garde grève	e ≥ Max (0,3m ; H/8) ; e= 35cm ;L=13.6m h=2.8m
Mur en retour	E=0.8m
La dalle de transition	L ≥ Min [6m, max (4m, 0,6H)] ; l=5.3m 35 cm ≥ e ≥ 25 cm e=30cm L=12.80m
Corbeau	B =0.4m ; b = 0.4m ; h = 0.8m ; L=12.85
Mur frontal	e=1.45m ;L=13.6 m; H=6.55m
La semelle	l =9m ;e =3m ; L=13.74m

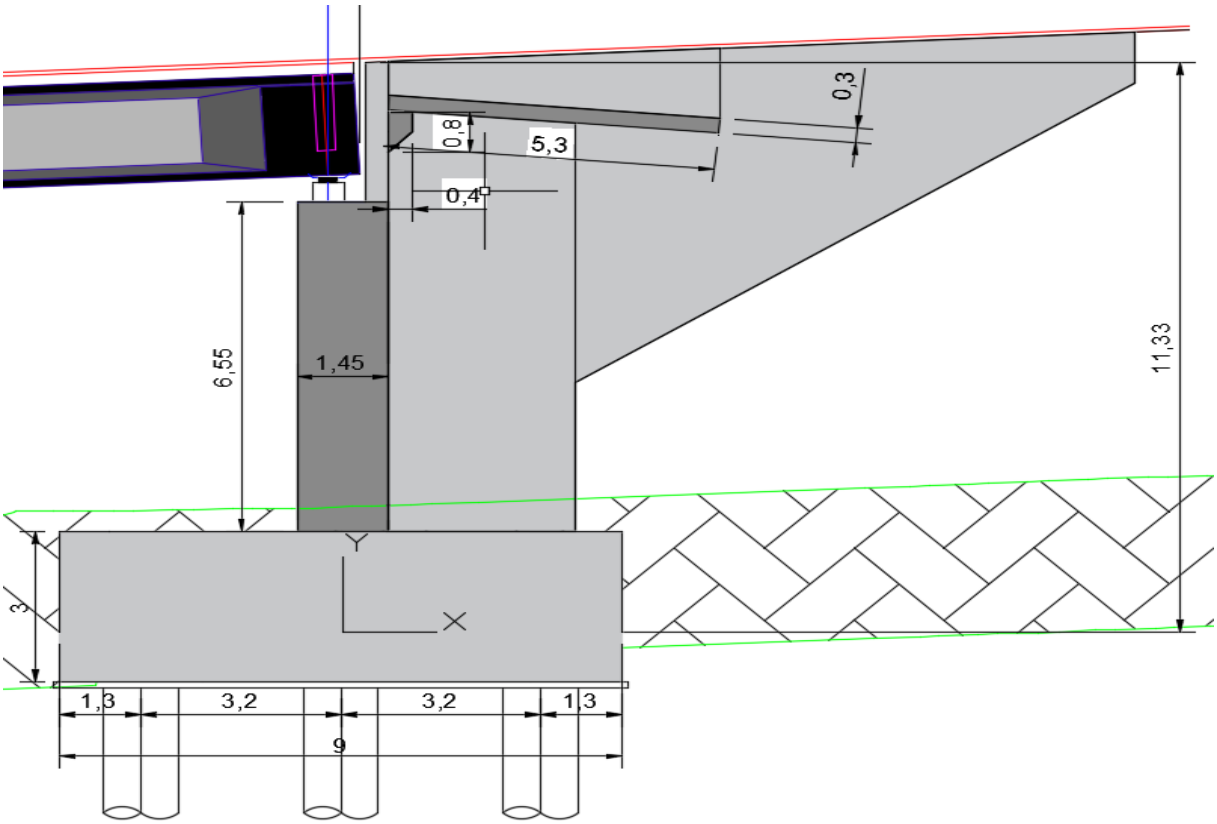


Figure IX. 11 : Dimension de la culée

IX.3.2. Évaluation des efforts statiques agissant sur la culée

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 18 : Efforts statiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	9274.5	/	0	1	0	/
Mur F	3229,15	/	0	5,275	0	/
DDT	254,4	/	0,91	10,29	231,504	/
Mur en R	2474,4	/	4,89	8,18	12099,816	/
Corbeau	77,1	/	0,88	10,03	67,848	/
MGG	329,8	/	0,53	9,94	174,794	/
Poids des Terres Amot	6296,1145	/	2,23	6,09	14040,335	/
Poids des T sur DDT	699,04	/	0,91	10,95	636,1264	/
Somme	22634.505	0	/	/	27250,424	0

Tableau IX. 19:Efforts dus au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	I_{FH}(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Rg	5140,12	/	-0,23	/	-1182,23	/
R(Al)	1686,53	/	-0,23	/	-387,90	/
Rbc	1473,55	/	-0,23	/	-338,92	/
RMc120	1086,73	/	-0,23	/	-249,95	/
RD240	1813,33	/	-0,23	/	-417,07	/
Hf+r	/	62,37	/	-9,55	/	-595,63
HT°	/	39,29	/	-9,55	/	-375.25
Frein Al	/	98,78	/	-9,55	/	-943.36
Frein Bc	/	180,00	/	-9,55	/	-1716,00

IX.3.2.1. Evaluation des charges statiques dues au remblai

Le remblai d'accès sollicite la culée par son poids propre et par une poussée statique s'exerçant à une hauteur H/3 selon un diagramme de pression triangulaire. Elle est donnée par:

$F_h = 0.5 \times \gamma \times K_a \times H^2$.

γ : est la masse volumique de remblai ; γ = 20 KN/ m3

H : est la hauteur totale de la culée ; H = 12.33 m

Ka : coefficient de poussée dans le cas normal : K_a = 0.33.

Tableau IX. 20:Efforts statiques

Désignation	H (KN)	I_{FH}(y/o)	$M_{FH/o}$
Poussée des terres	6449,79	-4.11	-26496,29

IX.3.2.2. Evaluation des efforts dus aux surcharges

Selon SETRA, une surcharge sur remblai q = 10 KN/m2 est appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$F_{ah} = q \times H \times K_a \times l_{cor}$

Tableau IX. 21:Efforts dus aux surcharges

N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
681.05	522.85	2.22	-6.17	1511.93	-3223.39

IX.3.2.3. Evaluation des charges sismiques

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

1éme cas : cas de séisme « horizontal ; $1+k_v$ ».

2éme cas : cas de séisme « horizontal ; 1-kv ».

3éme cas : cas de séisme « vertical ».

On a :

Kv = 0.3 × Kh

Kh : coefficient sismique horizontal ;

Kv : coefficient sismique vertical.

$N_{(sismique)} = K_v \times N_{(Statique)}$

$H_{(sismique)} = K_h \times H_{(Statique)}$

Les résultats des efforts sismiques sont joints dans l'annexe ()

Tableau IX. 22:La résultante des efforts sismiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Somme	1697.59	5658.63	2043,78	26762.88

IX.3.2.4. Evaluation des efforts dus aux poussées

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculée à partir des coefficients sismique K_h ; K_v :

La poussée des terres agissantes sur une hauteur h et sur un largueur L est donnée comme de suit **:**

$$F_{ah} = \frac{1}{2}\gamma\ (1\pm K_v)\ h^2\ K_{ad}$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE – OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi.\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\beta.\cos\theta}}\right]^2}$$

H : la hauteur du mur : H =11.33m.

ϒ : le poids ces terres : ϒ=20 KN/m^3

Φ = 30° angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

β = angle de talus avec l'horizontal : β =0 .

Et $\theta = \text{arctg}(\frac{k_h}{1\pm kv})$

Tableau IX. 23:Calcul du coefficient de poussée Kad

Condition		Notation	K_h	K_V	θ (^{0})	Kad
Condition normal		C.N	0	0	0	0.33
Condition sismique	Horizontal 1+kv	C.S 1	0.25	0.08	13.09	0.5
	Horizontal 1-kv	C.S 2	0.25	-0.08	15.12	0.54
	Verticale	C.S 3	0	0.08	0	0.33

Tableau IX. 24: calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
P_{ad} (1+kv)	/	8902,07	/	3,777	/	33620,16
P_{ad} (1-kv)	/	8212,39	/	3,777	/	31015,46

IX.3.2.5. Evaluation des charges Sismique due au tablier

Tableau IX. 25:charges Sismique due au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Séisme Tablier	0,00	2320,67	0,24	8,55	0,00	19841,73

IX.3.2.6. Cumul des efforts sismiques

Les efforts de poussée et les efforts provenant de l'accélération de la culée se cumulent directement parce qu'ils sont concomitants.

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement, les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier.

Dans ce cas, les forces d'inertie provenant du tablier et des appuis se cumulent quadratiquement :

$$E = \sqrt{E_{tablier}^2 + E_{appui}^2}$$

On obtient le tableau final des cas des efforts sismique :

Tableau IX. 26:Efforts sismiques totales

	N (KN)	H(KN)	Mc (KN.m)
CAS 1	0,00	14744.47	63559.47
CAS 2	0,00	14063.81	61090.36
CAS 3	1697.59	0,00	2043,78

IX.3.2.7. Combinaison des efforts

Les sollicitations les plus défavorables sur la culée :

Tableau IX. 27:Sollicitation sur la culée

Cas	Combinaison	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G + 1.2 A(l) $_{3V}$ +1.2Q + 0.6H_T + H_{flv}	30615.71	7278.69	-4900.14
ELU	1.35G + 1.6 A(l) $_{3V}$ +1.6Q + 0.9 H_T + H_{flv}	41283.86	9817.34	-6588.11
ELA	P max + V - 0,3H	24694.76	4537.43	16089.65

IX.3.3. Vérification de la stabilité de la culée

- **Détermination de nombre des pieux :**

Le nombre des pieux sous la semelle est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n \geq \frac{\text{effort maximal}}{capacite\ portante\ d`un\ pieu} = \frac{30615.71}{5000} = 6.12$$

On prend n=12 pieux.

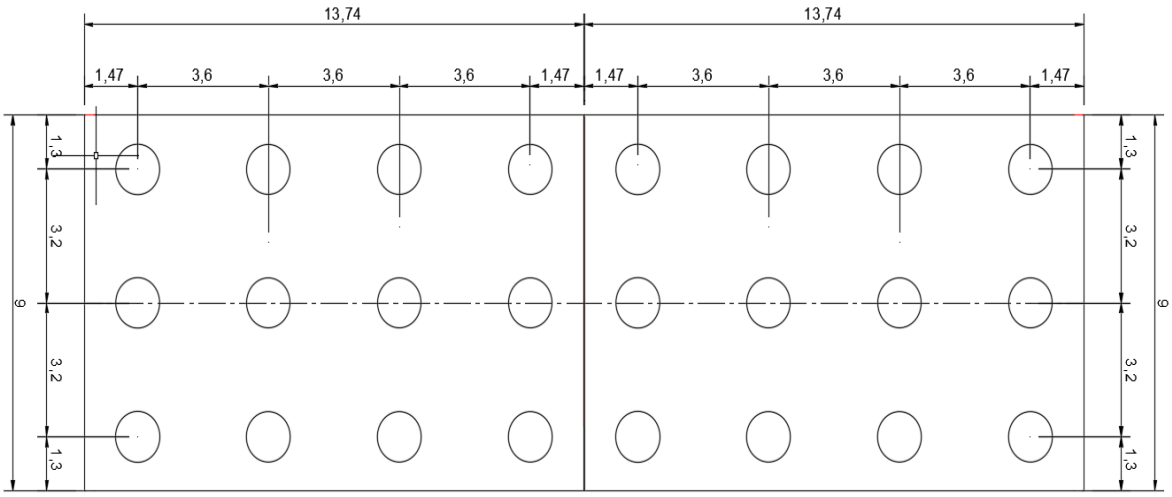


Figure IX. 12:Plan de disposition des pieux dans les deux semelles de la culée

- **Effort revenant à chaque pieux :**

$$R_{max/min} = \frac{N}{n} \pm \{\frac{M \times y_i}{S \times y_i^2}\}.$$

$y_1 = 3.2$; $y_2 = -3.2$; S = 4.

Tableau IX. 28 : Efforts revenant à chaque pieu sous les différentes combinaisons.

Condition	Effort	R max (KN)	R min (KN)
Normale	**ELU**	5420.65	4619.79
	ELS	4020.49	3423.04
Sismique	**ELA**	4325.33	-561.74

- **Vérification au non poinçonnement et non soulèvement :**

ELS : R max = 4020.49 < 5000 KN ⟶ **(condition vérifier)**

ELA : R max = 4325.33 < 8000 KN ⟶ **(condition vérifier)**

ELA : R min = -561.74 < 4000 KN ⟶ **(condition vérifier)**

IX.3.4. Etude des éléments de la culée

IX.3.4.1. Etude de mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitation.

- Les sollicitations les plus défavorables :

Tableau IX. 29:Efforts sur mur frontal

Cas	Combinaison	N(KN/ml)	T_{max}(KN/ml)	M(KN.m/ml)
ELS	$G + 1.2\ B_c + 1.2Q + 0.6H_T + H_{flv}$	891.4	306.71	-950.9
ELU	$1.35G + 1.6\ B_c + 1.2Q + 0.9\ H_T + H_{flv}$	1200.45	413.48	-1282.17

Section d'acier :

Avec robot expert on trouve : As = 14.5 cm², avec un espacement de e = 20cm.

Soit : 5HA20/ml (As = 15,71 cm²).

Armatures de construction :

As' = As /3 = 4.83 cm² ; 5HA14/ml, avec un espacement e= 20cm.

Armatures transversales : On opte : 5HA12/ml.

IX.3.4.2. Etude mur garde grève

- **Détermination des efforts :**

Moment des poussées des terres :

$M_p = \frac{P \times h}{3}$; avec $P = 0.5 \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$

H : hauteur du mur garde grève : H=2.8m ;

Ka : coefficient de poussée des terres, Ka =0.333 ;

Donc :

P = 25.87 KN/ml

$M_{P\text{-}ELU}$ =32.6 KN.m/ml.

$M_{P\text{-}ELS}$ =24.15 KN.m/ml.

Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25+2\times h}$

μ : Coefficient de pondération : μ = 1.6 à ELU et 1.2 à ELS.

P = 60 KN.

$M_{P\text{-}ELU}$ =91.9 KN.m/ml.

$M_{P\text{-}ELS}$ =68.92 KN.m/ml.

- **Poussée d'une charge locale située en arriéré du mur garde grève :**

$M_p = \frac{12K}{0.75+2\times h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$; avec : $K = Ka \times b_c \times \delta \times \gamma$.

γ: Coefficient de pondération :γ= 1.6 à ELU et 1.2 à ELS.

bc : Coefficient de pondération du system Bc ;

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

h : hauteur de mur garde grève.

$M_{P\text{-}ELU}$ =61.12 KN.m/ml.

$M_{P\text{-}ELS}$ =45.84 KN.m/ml.

Combinaison action sur le MGG :

$M_{P\text{-}ELU(totale)}$ = 185.62 KN.m/ml.

$M_{P\text{-}ELS(totale)}$ = 138.91 KN.m/ml.

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

Avec robot expert on trouve : As = 21.1 cm², avec un espacement de e = 20cm.

Soit : 5HA25/ml (As = 24.54 cm²).

Armatures de construction :

As' = As /3 = 7.03 cm² ; 5HA14/ml, avec un espacement e= 20cm.

Armatures transversales :

On opte : 5HA12/ml.

IX.3.4.3. Etude de Dalle de transition

- **Evaluation des efforts :**

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémités.

Tableau IX. 30:efforts sur la dalle de transition

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	5,5	19,311875	14,575
Revêtement	1,92	6,7416	5,088
Remblai	14	49,1575	37,1
Surcharges	10	35,1125	26,5

- **Combinaison des actions :**

Tableau IX. 31: Combinaison des actions

Cas	Combinaison	N(KN/ml)	M(KN.m/ml)
ELS	G+1.2Q	88.56	117.35
ELU	1.35G+1.6Q	119.03	157.71

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

Avec robot expert on trouve : As = 21.6 cm², avec un espacement de e = 20cm.

Soit : 5HA25/ml (As = 24.54 cm²).

Armatures de construction :

As' = As /3 = 7.2 cm² ; 5HA14/ml, avec un espacement e= 20cm.

Armatures transversales :

On opte : 5HA12/ml.

IX.3.4.4. Etude Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction, de cette dernière.

- **Evaluation des efforts :**

Réaction due au poids des charges permanentes :

$R_{per} = \frac{q \times l}{2}$

L : longueur de la dalle de transition : L = 5.3m.

q : charges permanentes.

R_{per} = 56.76 KN/ml.

Réaction des surcharges sur remblais :

$R_{sur\text{-}rem} = \frac{q \times l}{2}$

q : surcharges.

R_{per} = 26.5 KN/ml.

Combinaison des actions :

ELU : $R_{ELU} = 1.35R_G + 1.6R_Q$

ELS : $R_{ELS} = R_G + 1.2R_Q$

R_{ELU} = 119.03 KN/ml

R_{ELS} = 88.56 KN/ml

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

Avec robot expert on trouve : As = 11.2 cm², avec un espacement de e = 20cm.

Soit : 5HA20/ml (As = 15.75 cm²).

Armatures de construction :

As' = As /3 = 7.2 cm² ; 5HA12/ml, avec un espacement e= 20cm.

IX.3.4.5. Etude d'un mur en retour

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot.
Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés.

- **Evaluation des efforts :**

Poussée des terres :

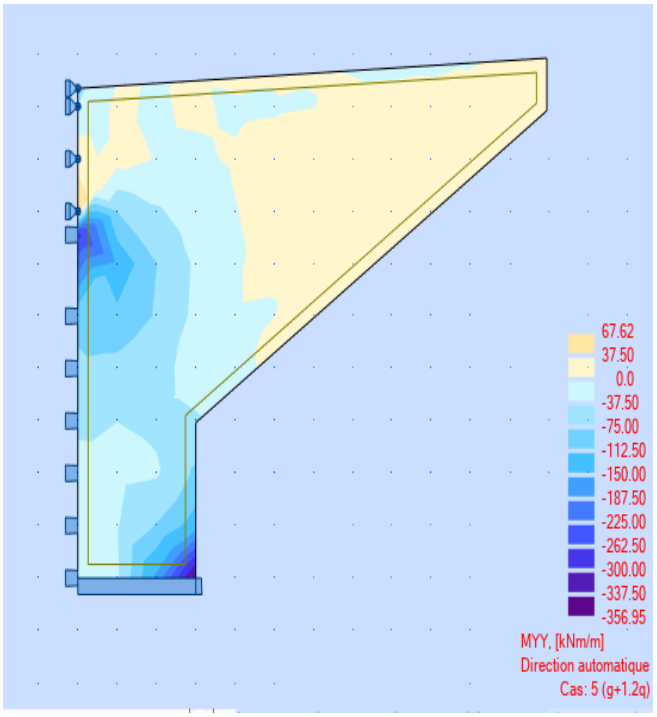
$P_a = 0.5 \times K_a \times \gamma \times H = 0.5 \times 0.33 \times 20 \times 9.34$

$P_a = 30.82$ KN/m^2.

Poids des surcharges :

$P_{sur} = q \times K_a = 10 \times 0.33 = 3.33$ KN/m^2.

Complément des charges permanents = 11.19 KN.



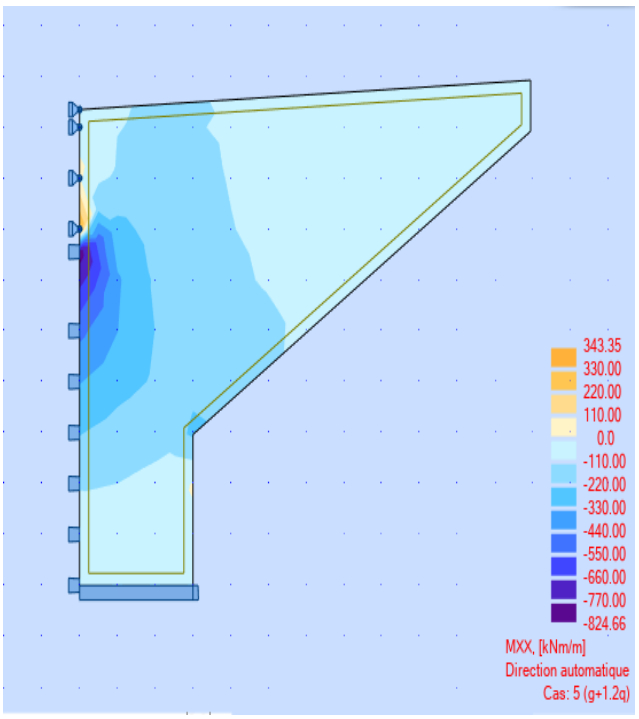


Figure IX. 13:Les sollicitation dues au mur à L'ELS

Les sollicitations agissantes sur le mur en retour :

ELS : M_{yy} = MG + 1.2MQ = 359.6 KN.m/ml

N_{yy} = NG + 1.2NQ = 272 KN/ml

M_{xx} = 550 KN.m/ml.

Le mur est sollicité par une flexion composée, la fissuration est considérée préjudiciable.

Armatures verticales :

Avec robot expert : As = 15.6 cm^2 ; on prend 5HA20 (As = 15.71 cm^2).

Armatures horizontales :

Avec robot expert : As = 32.6 cm^2 ; on prend 5HA32 (As = 40.21 cm^2).

Armatures de construction :

$A_{s(cons)}$ = As/4 = 8.15 cm^2 ; on prend 5HA16 (As = 10.05 cm^2).

Armatures de construction extérieure :

On prend 5HA14 (As = 7.7 cm^2).

3-Semelle :

- **Méthode des bielles :**

Armatures transversales inférieures :

Les conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} 55^0 \geq \alpha \geq 45^0 \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

L : Entraxe des deux files de pieux : L = 6.4 m.

b : Epaisseur du mur frontale : b = 1.45 m.

h = H – 0.1 = 2.9 m.

$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \geq \frac{6.4}{2} - \frac{1.45}{4}$ = 2.837 m (vérifier).

$Tg(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \longrightarrow \alpha = 45.65^0$.

On a:

$$A_s = \frac{Ni}{\overline{\sigma_i}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

- **Condition normale :**

E.L.S :

$\overline{\sigma_a}$ = (2×f_e) /3 = 333.33 MPa.

Donc : A_s = 107.3 cm^2.

E.L.U :

$\overline{\sigma_a}$ = f_e / 1.15 = 434.78 MPa.

Donc : A_s = 111.015 cm^2.

- **Condition sismique :**

E.L.A :

$\overline{\sigma_a}$ = f_e = 500 MPa.

Donc : A_s = 84.64 cm^2.

La condition ELU est la plus défavorable : A_s = 111.015 cm^2

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L).

Telle que :

L = h + Φpieu = 4.1 m.

A_s/ml = 111.015/4.1 = 27.08 cm^2/ml.

Soit : 6HA25 avec e = 20cm.

Armatures longitudinales inférieures :

A_s = 27.08/2 = 13.54 cm^2/ml.

Soit : 5HA20 avec e = 25cm.

Armatures transversales supérieures :

A_s = 27.08/3 = 9.02 cm^2/ml.

Soit : 6HA14 avec e = 20cm.

Armatures longitudinales supérieures :

A_s = 27.08/4 = 6.77 cm^2/ml.

Soit : 5HA14 avec e = 25cm.

Armatures latérales :

A_s = 27.08/10 = 2.708 cm^2/ml.

Soit : 5HA10 avec e = 25cm.

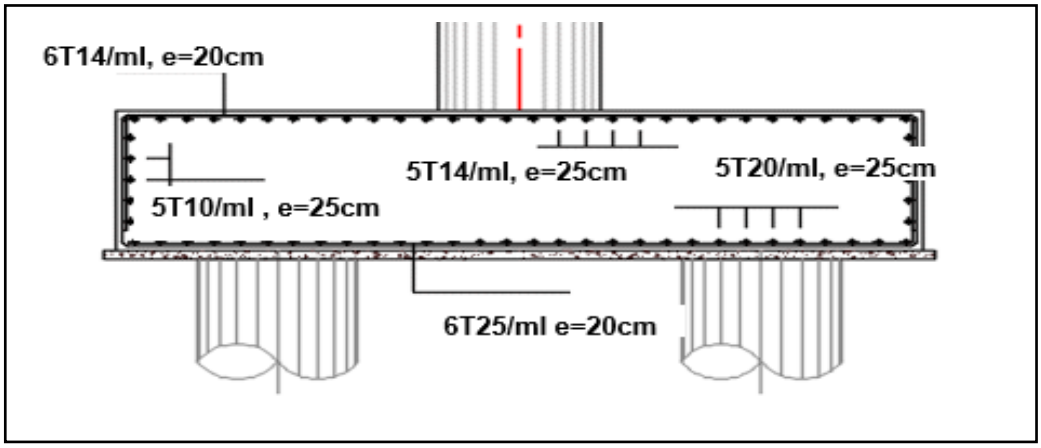


Figure IX. 14:Ferraillage semelle

Calcul des Pieux :

- **Sollicitations les plus défavorables :**

ELS : H=H_{max} /12 = 7376,156/12 = 614.68KN.

ELU : H=H_{max} /12 = 9947,29/12 = 828.94 KN.

ELA : H=H_{max} /12 = 14858.56/12 = 1238,2132 KN.

- **Actions sur les pieux :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

Avec :

b : diamètre de pieu : b = 1.2m.

C_u : Module de réaction du sol : C_u = 30 MN/m^2

I = 0.101m^4

Donc

λ = 0.228.

Et on a :

L : Profondeur des pieux : L = 18m.

Donc : $\lambda \times L$ = 4.103.

Par itération on obtient :

x_{op} = 1.27 et x_{om} = 1.55.

Donc :

ELS : $\bar{M}$ = 2223,3 KN.m

ELU: $\bar{M}$ = 2998.31 KN.m

ELA: $\bar{M}$ = 4478.66 KN.m

Combinaisons	R_{min} (KN)	$\bar{M}$ (KN.m)
ELS	3569.54	2223,3
ELU	4815.12	2998.31
ELA	-407.59	4478.66

Figure IX. 15:Efforts sur pieux

En utilisant le Robot expert on distingue :

A_s = 210.6 cm^2.

Soit 27HA32 avec un espacement e = 10 cm.

On utilise des cerces de 2HA14 avec un espacement de 15cm en zone critique et 20cm en zone courante.

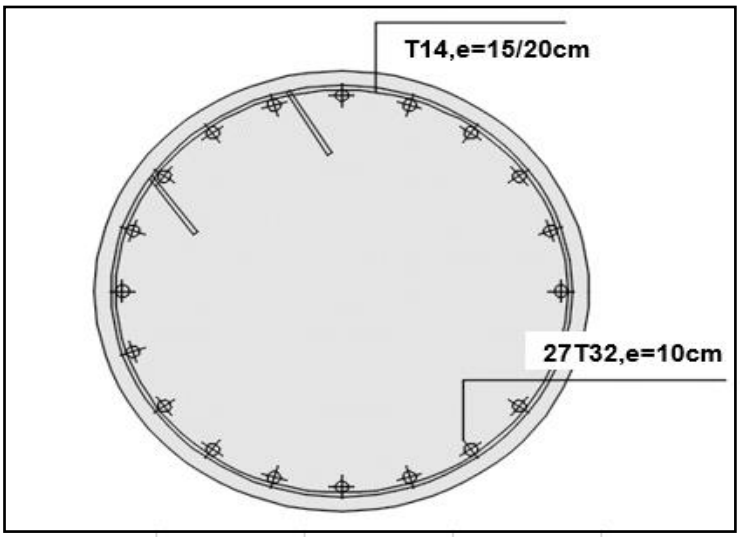


Figure IX. 16:Ferraillage des pieux

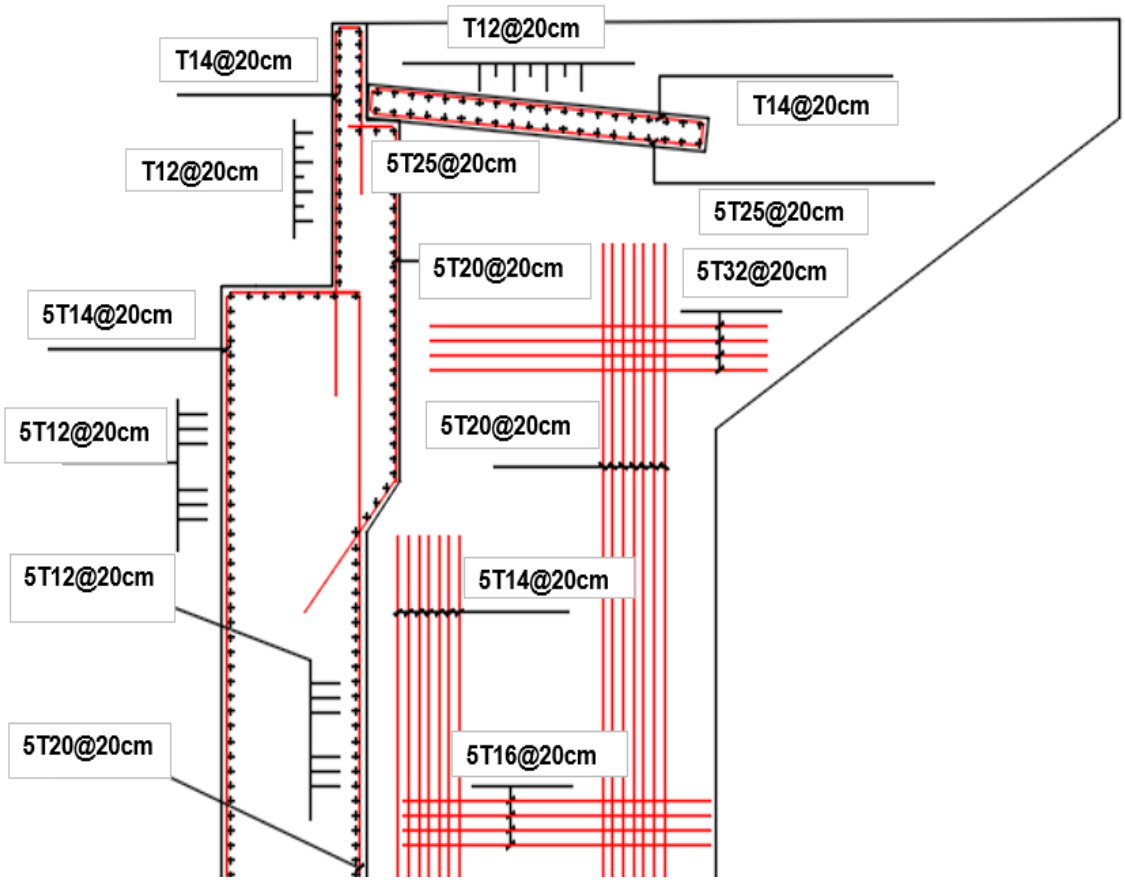


Figure IX. 17 : Ferraillage des éléments de la culée.

IX.4. Conclusion

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une expérience qui nous a permis d`enrichir notre connaissance théorique acquises durant les trois années d`étude à l`école nationale supérieur des travaux publics de KOUBA.

Ce mémoire porte pour la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art situé au PK 104.9 qui s`inscrit dans le cadre des travaux de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN a l`autoroute EST-OUEST.

Cette étude nous a permis également de développer nos capacités techniques en traitant les principales étapes de mémoire commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour le pré dimensionner et étudier d'une manière profonde.

On tient aussi de signaler l'importance de stage effectué qui nous a permis de découvert le monde professionnel, il nous a aussi aider de mettre en pratique les notions fondamentales concernant la conception et étude d'une structure tel que pont en béton précontrainte.

Enfin, ce mémoire nous a permis de toucher à un domaine très vaste, qui ne cesse jamais à prospére.

BIBILIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Benredhouane Mustapha, Cours de Béton Armé. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, 2017.

Calgaro, J.A & Virlogeux M, projet et construction des ponts. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1987.

Calgaro.J.A & Bérnard-Gély.A, conception des ponts. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1994.

Chaussin.R & Fuentes.A. & Lacroix.R, & Perchat.J, la précontrainte. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1992.

CHAUSSIN. R, béton précontraint. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.

Document SETRA, (Février 1996) « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

Document SETRA, ponts courants en zone sismique. Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), janvier 2000.

Document SETRA, ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), juin 2003.

Document SETRA, ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, de Développement Durable et du la Mer (France), septembre 2009.

Kibboua.A, cours des règles parasismiques applicables sur un pont. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, 2018.

Thonier. H, le béton précontraint aux états limites. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris : 2ème édition, (France), 1992.

Diffèrent cours de l'Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un sondage carotté :

Essai de pénétration standard (SPT)

BH-57	3.00 - 3.45	6	8	10	18
	6.45 - 6.90	7	9	11	20
	9.70 - 9.97	27	50/12	-	R
	12.50 - 12.77	32	50/12	-	R
	15.77 - 16.02	13	18	22	40
	18.80 - 19.25	14	14	16	30
	22.05 - 22.50	14	17	20	37
	25.30 - 25.75	16	18	21	39
	27.75 - 28.20	13	15	20	35



Photo 2-3: Vue des unités mp-fa2 observées dans le sondage BH-57.

Les résultats des essais de laboratoire (MAPA)

N° de Forage	Profondeur (m)	Teneuer eau	Densite	Granulométrie		Sedimeno metre	Limites de Atterberg			Compression triaxiale sur matériaux (UU)		Pourcen tage du houle	Pression du houle	Essai de Compresion a expansion Latearele libre (ELL)	USCS
		(%)	(t/ m3)	# 4 Restant (%>4,75 mm)	# 200 Passant (%<0,075 mm)	< 0.002 mm (Argile %)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Coh. (kPa)	Frott. (°)	(%)	(kPa)	qu (kPa)	
BH-56	15.55-15.95	29.2	1.91	0.00	99.14		73.4	34.0	39.3	100.0	3.4				CH
BH-56	18.30-18.80	20.5	2.03	3.47	91.75		68.4	32.7	35.7					235.4	CH
BH-56	21.25-21.80	21.2	2.06	0.00	97.83		62.8	28.8	34.0	74.5	5.7				CH
BH-56	25.40-25.90	24.2	2.04	0.76	94.27		67.2	30.6	36.6					269.7	CH
BH-56	28.55-29.35	9.0	1.95	0.00	99.19		63.9	26.3	37.6	70.6	5.7				CH
BH-56	31.00-31.50	19.7		7.67	78.72		55.9	24.1	31.8						CH
BH-57	5,45-5,90	24.5		11.58	78.50		63.7	26.5	37.3						CH
BH-57	9,30-9,70	28.9	1.96	2.82	92.99		64.9	25.2	39.7	92.2	7.4				CH
BH-57	11,17-11,75	34.3	1.93	1.69	92.94		72.9	36.6	36.3					242.2	MH
BH-57	13,77-14,32	33.5		2.17	95.75		86.4	46.5	39.9						MH
BH-57	17,27-17,50	23.8	2.00	2.29	91.45		71.1	32.3	38.9					335.4	CH
BH-57	20,65-21,25	22.8	2.08	0.00	98.94		72.0	32.1	39.9					376.6	CH
BH-57	24,50-24,95	28.1		0.35	96.50		71.3	32.8	38.4						CH
BH-57	27,25-27,75	25.9	1.95	0.09	95.25		70.3	30.8	39.6					358.9	CH
BH-57	30,10-30,75	22.5	2.06	0.44	97.43		69.2	27.0	42.2	191.2	3.4				CH
BH-58	2,55-3,00	17.8	1.97	31.88	64.94	52.16	72.6	32.9	39.7			1.05	26.58	356.0	CH
BH-58	5,70-6,25	22.9	1.98	6.33	88.43	65.52	67.5	30.5	37.0	75.5	10.8				CH
BH-58	8,95-9,50	25.7	1.96	12.82	83.19	56.84	66.4	31.6	34.8					345.2	CH
BH-58	11,75-12,25	21.0		17.80	68.73	49.64	71.7	32.4	39.2						CH
BH-58	14,60-15,00	20.1	1.99	8.65	76.77		72.0	33.0	39.0					229.5	CH
BH-58	18,75-19,25	27.8	1.93	0.00	99.45		84.1	35.3	48.8	103.0	6.3	1.10	25.01		CH

Exemple d'un essai pressiométrique

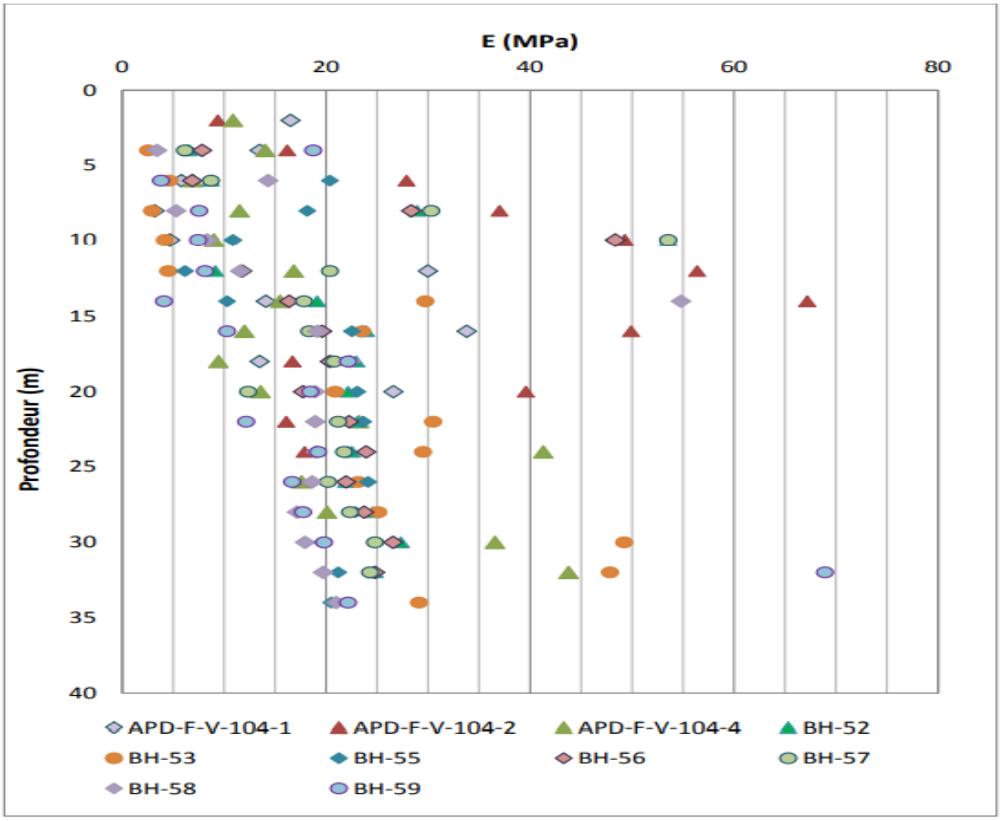


Figure 2-5: Résultats de Tests de Pressiomètre (Ep)

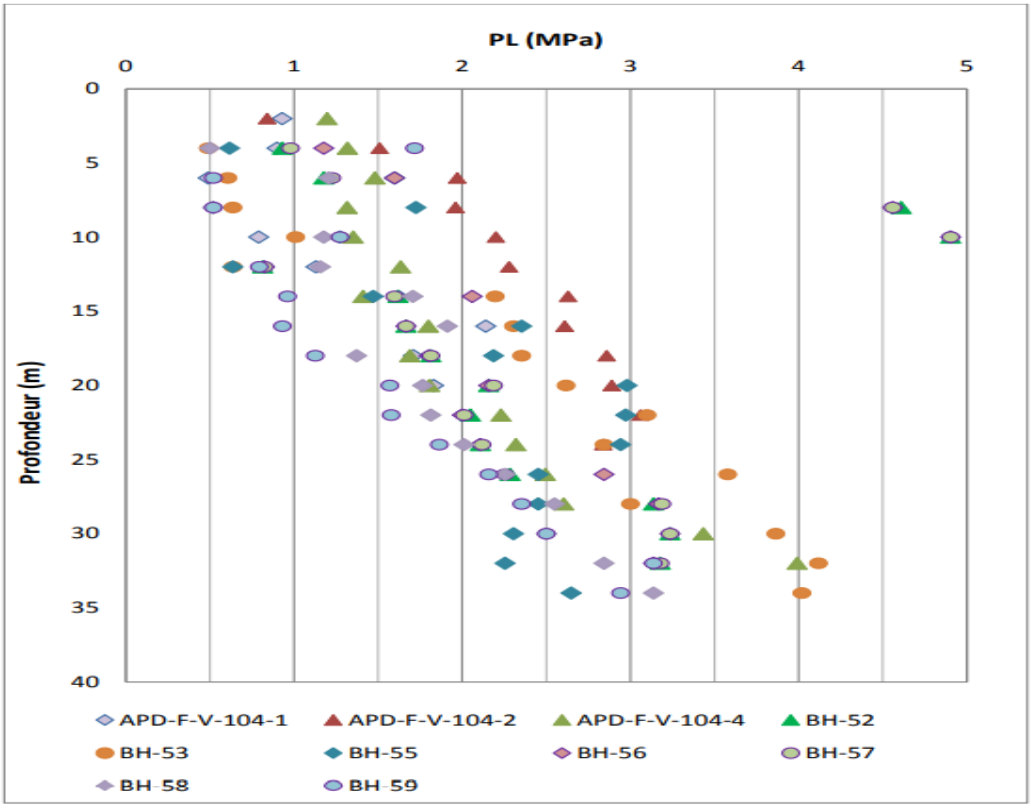


Figure 2-6: Résultats de Tests de Pressiomètre (P_L)

Forage No	Profondeur (m)	E (MPa)	P_L (MPa)
BH-56	4.00	7.85	1.18
	6.00	6.86	1.60
	8.00	28.34	4.56
	10.00	48.35	4.90
	12.00	11.77	0.82
	14.00	16.38	2.06
	16.00	19.61	1.67
	18.00	20.40	1.80
	20.00	17.75	2.16
	22.00	22.26	2.00
	24.00	23.93	2.11
	26.00	21.97	2.84
	28.00	23.73	3.17
	30.00	26.58	3.24
	32.00	24.81	3.14
BH-57	4.00	6.18	0.98
	6.00	8.73	1.23
	8.00	30.30	4.56
	10.00	53.54	4.90
	12.00	20.40	0.82
	14.00	17.85	1.60
	16.00	18.34	1.67
	18.00	20.79	1.81
	20.00	12.36	2.19
	22.00	21.18	2.01
	24.00	21.77	2.12
	26.00	20.20	2.26
	28.00	22.36	3.19
	30.00	24.81	3.24
	32.00	24.32	3.18

Tableau 4-10: Longueurs des pieux & Capacités de charge

DROITE													
Foundation No	COMB. 1 (ELU) Combinaison Fond.			COMB. 2 (ELU) Combinaison Acc.			COMB. 3 (ELS) Combinaison Quas.			COMB. 4 (ELS) Combinaison Rares			Tas Longueur (m)
	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	Q_D	Q_{ALL} (tons)	F.S.	
AXE NO.1	452	665	1.47	396	776	1.96	284	409	1.44	336	520	1.55	26
AXE NO.2	397	639	1.61	489	745	1.52	270	390	1.44	292	496	1.70	20
AXE NO.3	397	594	1.50	489	693	1.42	270	363	1.35	292	462	1.58	20
AXE NO.4	397	546	1.37	489	637	1.30	270	341	1.26	292	433	1.48	25
AXE NO.5	397	646	1.63	489	754	1.54	270	393	1.45	292	500	1.71	25
AXE NO.6	377	718	1.90	371	837	2.26	233	445	1.91	280	567	2.02	34

ANNEXE B

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

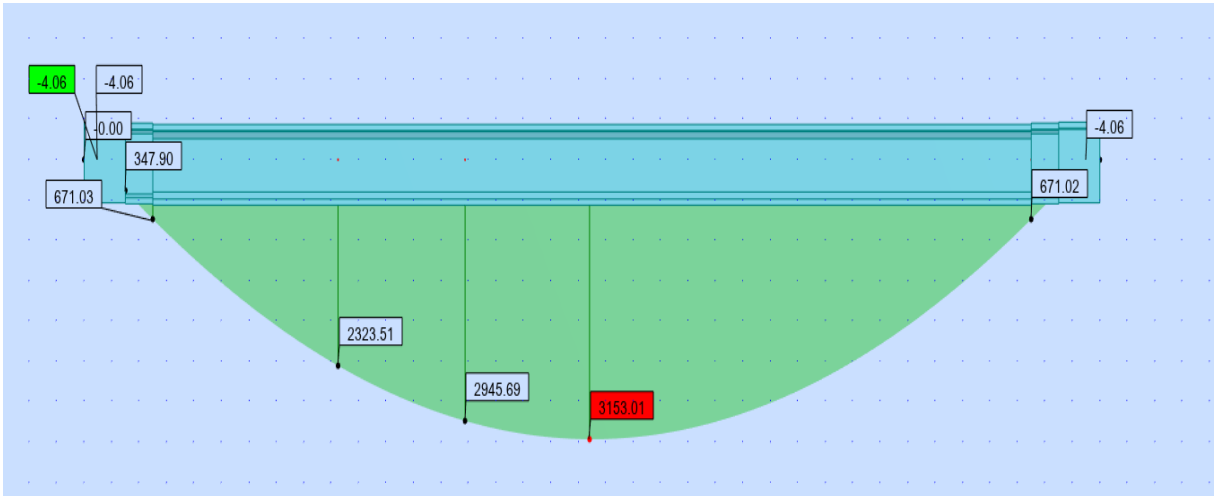


Figure B. 1 : Moment fléchissent longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

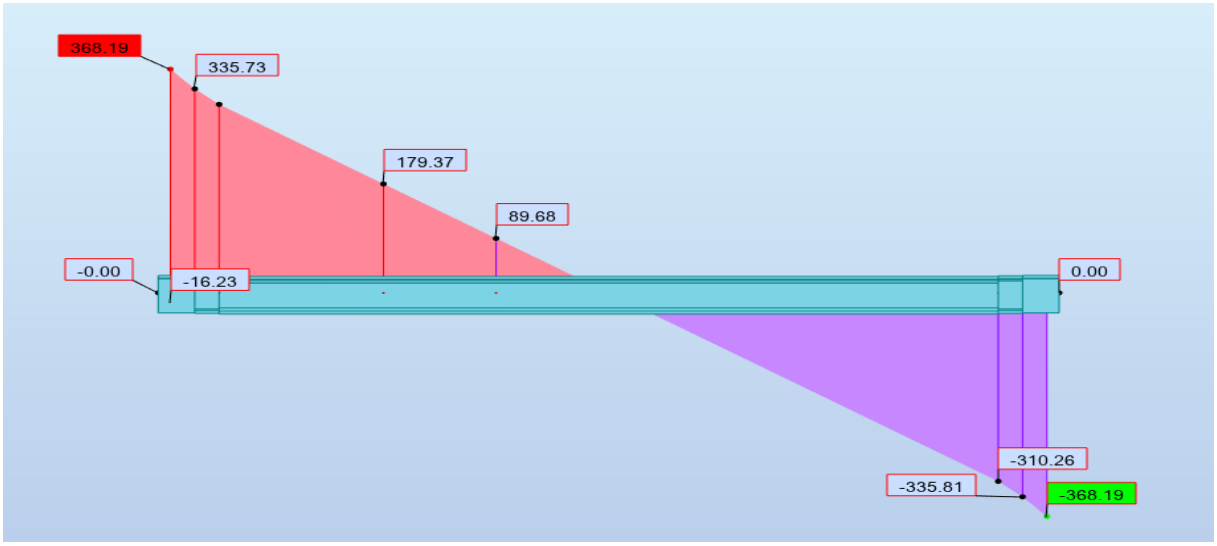


Figure B. 2 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

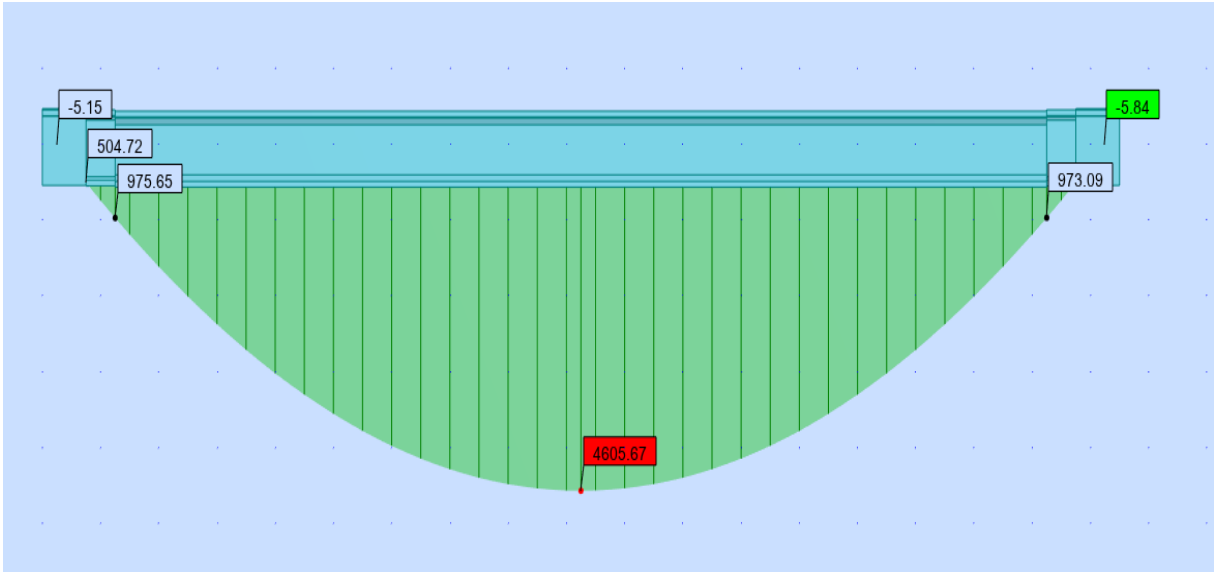


Figure B. 3 : Moment fléchissant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

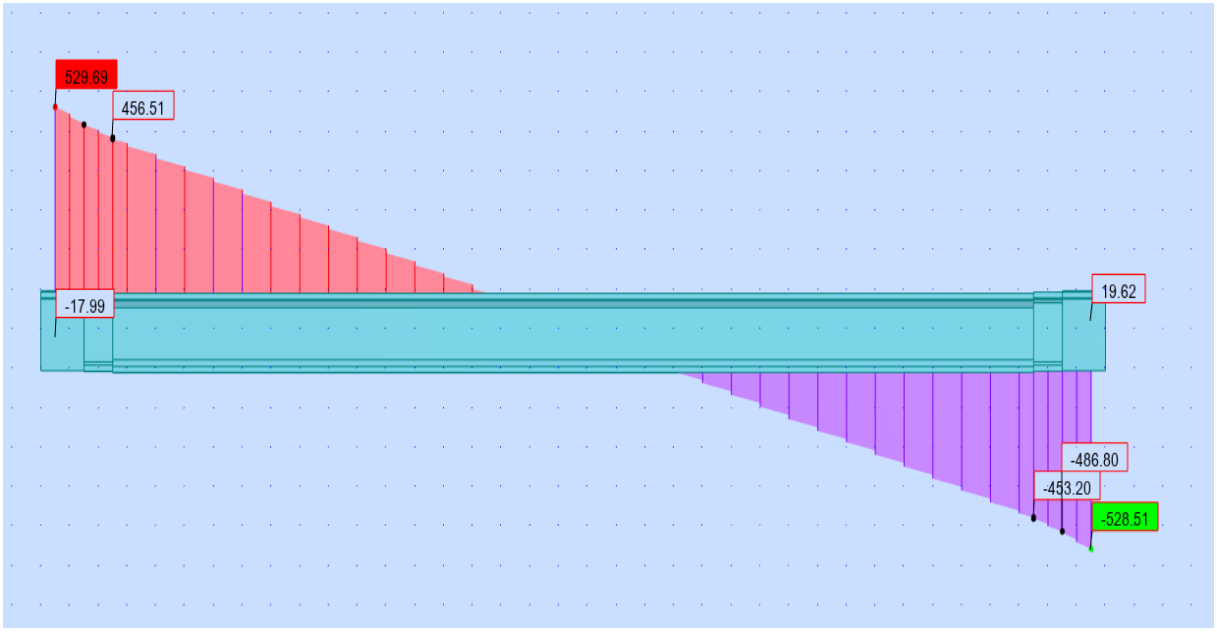


Figure B. 4 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

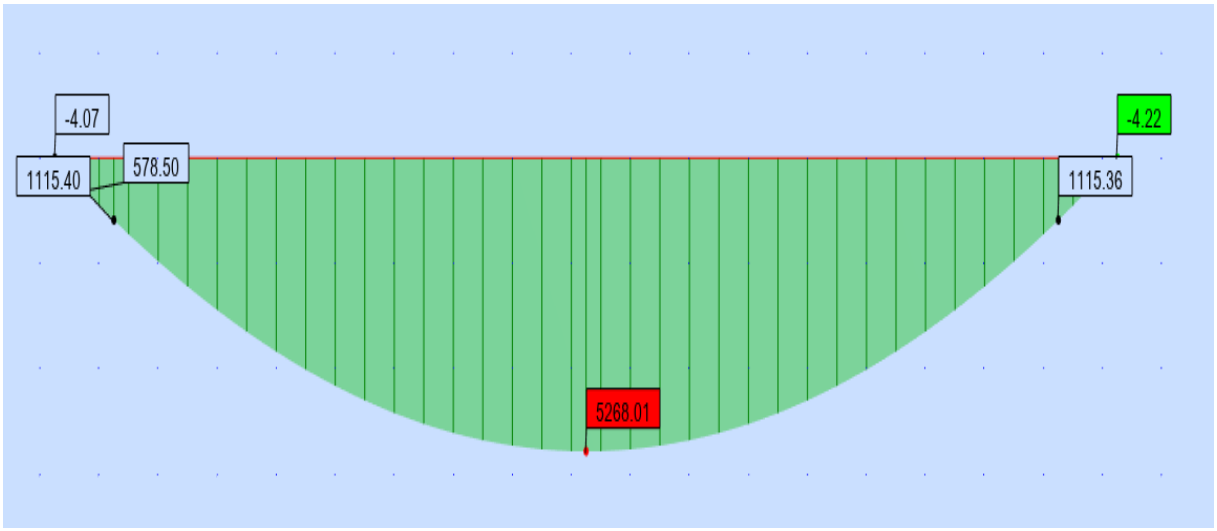


Figure B. 5 : Moment fléchissent longitudinal sous le poids propre.

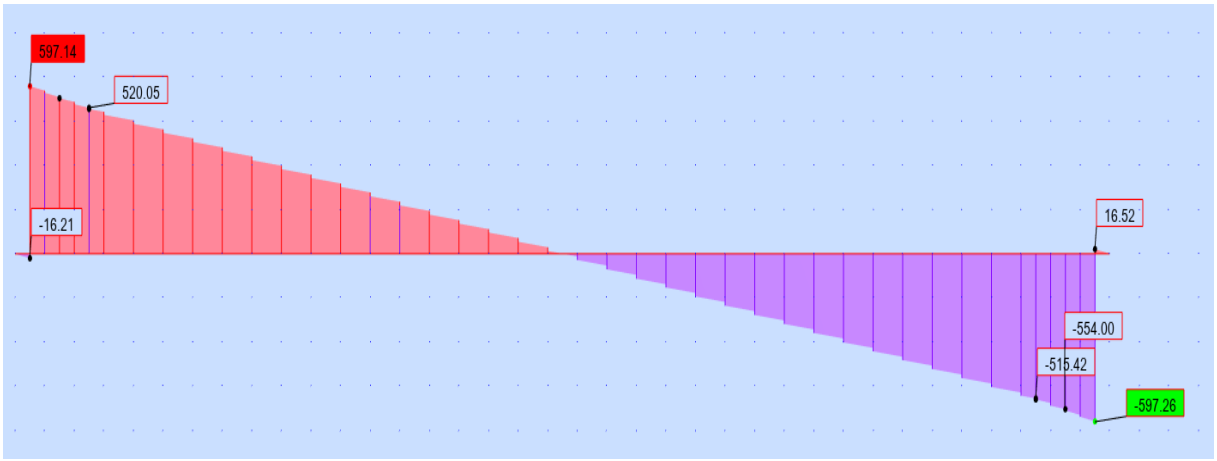


Figure B. 6 : Effort tranchant longitudinal sous le poids propre.

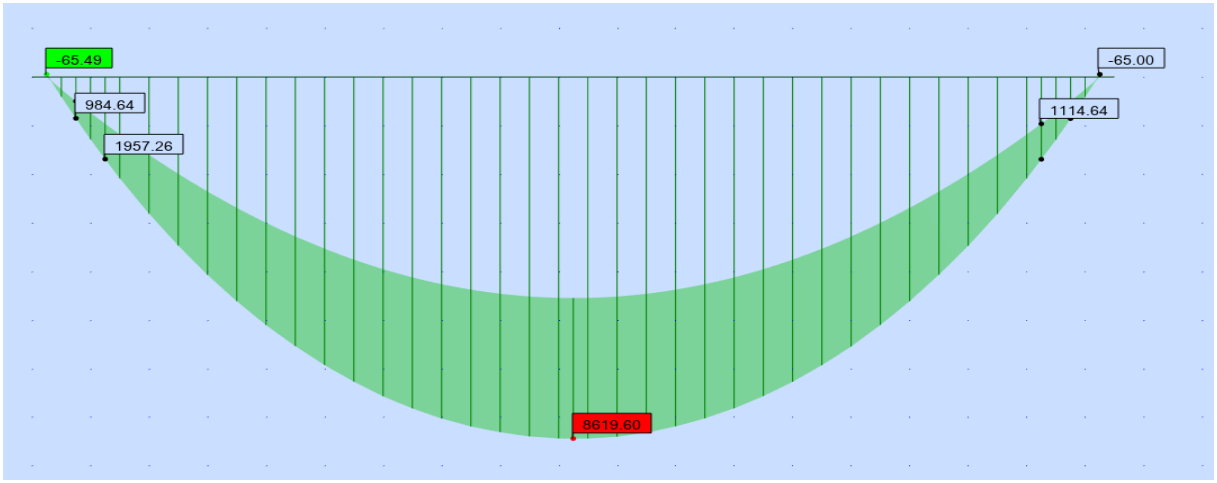


Figure B. 7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

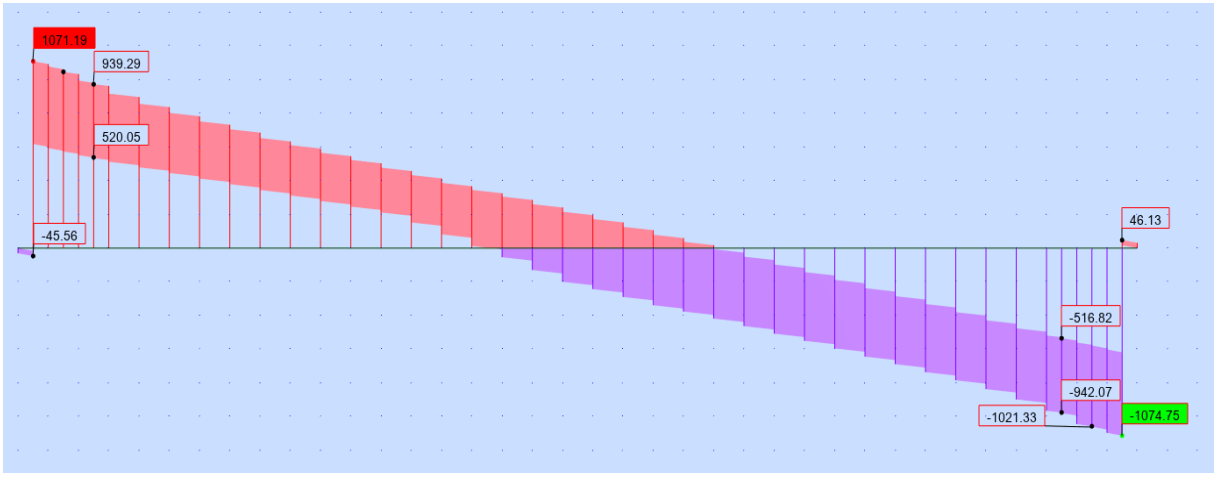


Figure B. 8 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

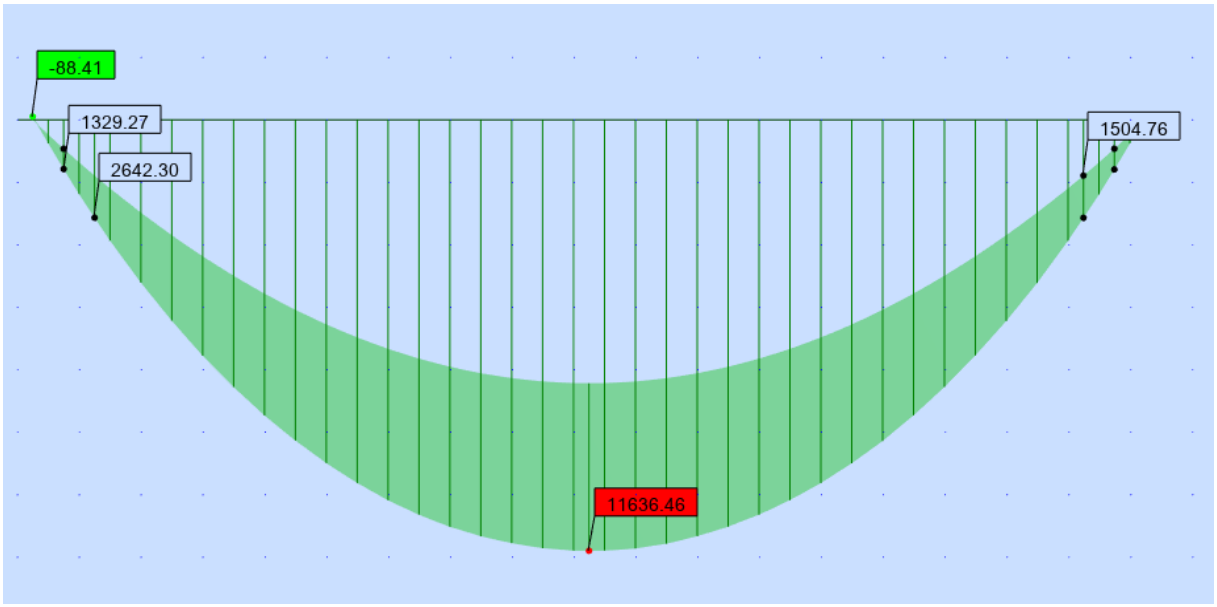


Figure B. 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

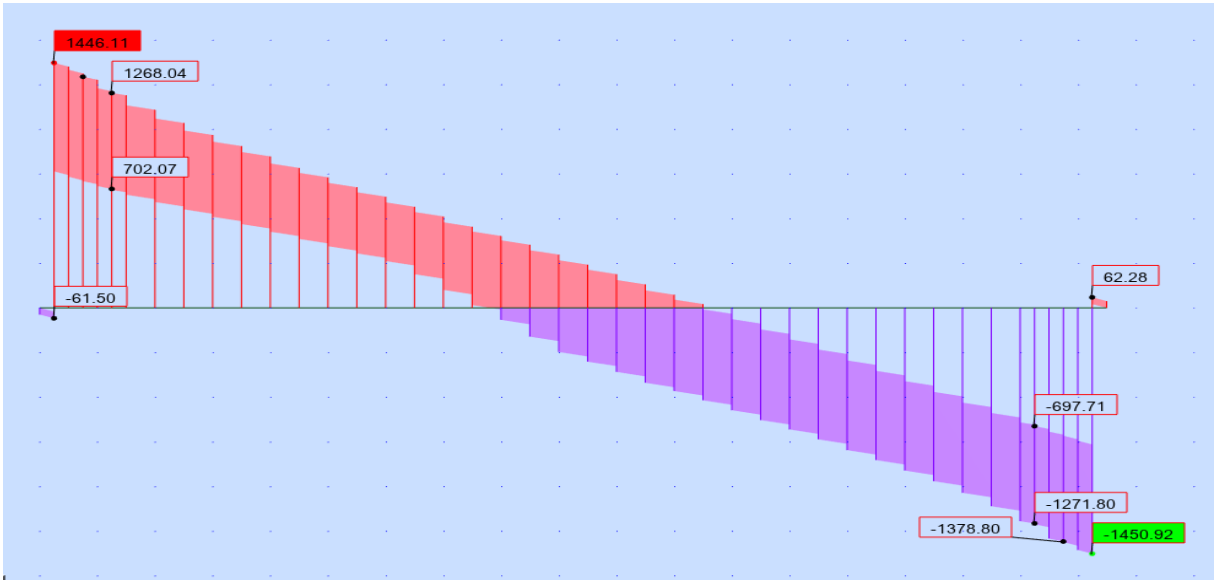


Figure B. 10 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

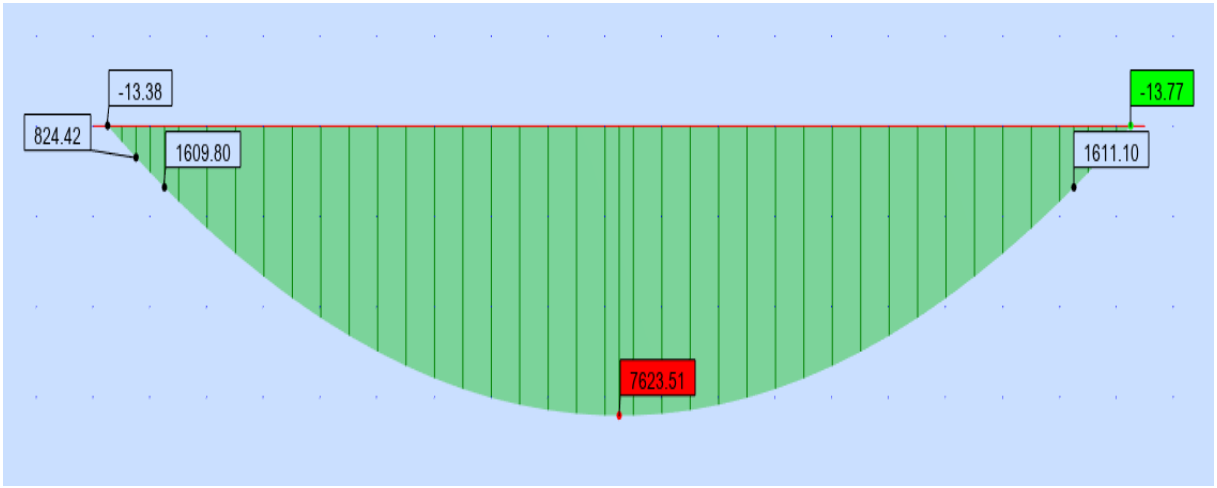


Figure B. 11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

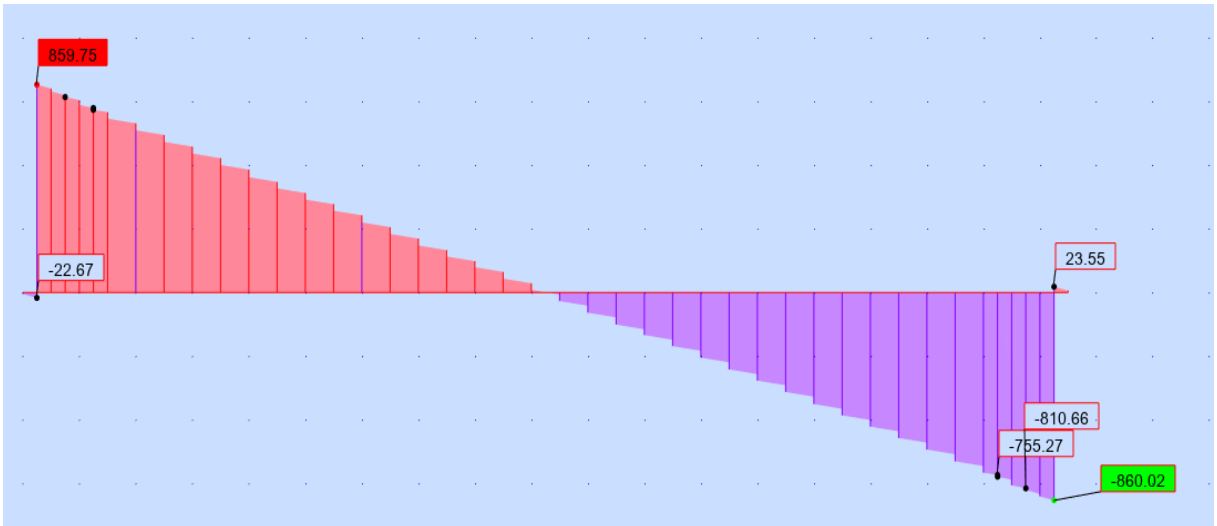


Figure B. 12 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

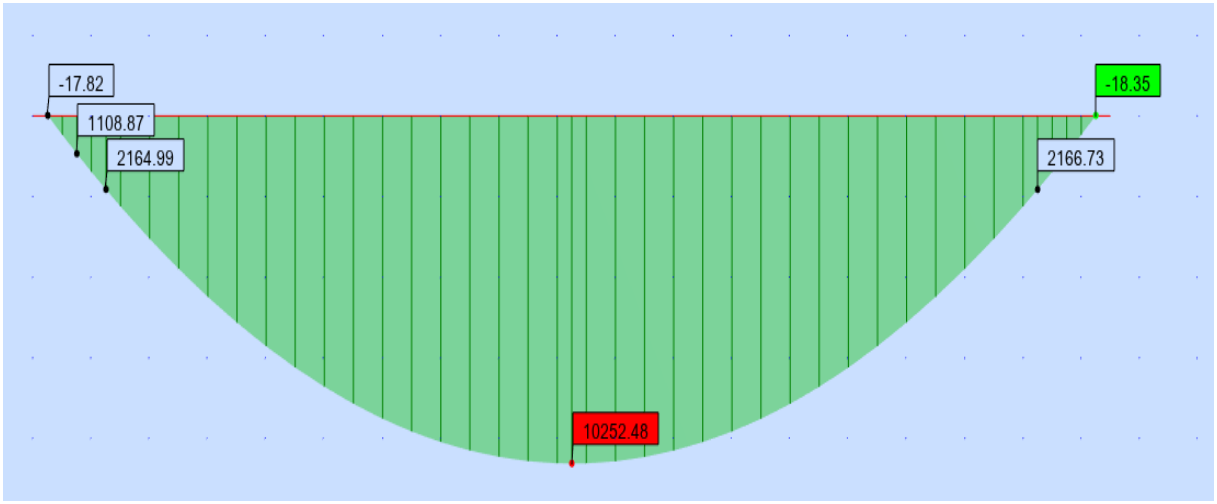


Figure B. 13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

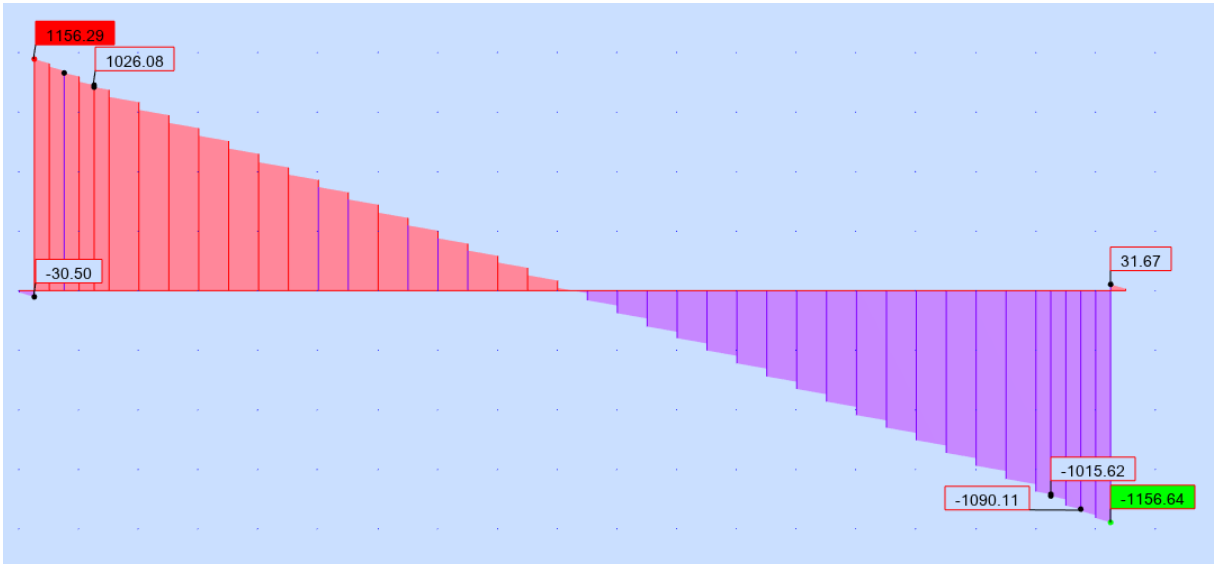


Figure B. 14 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

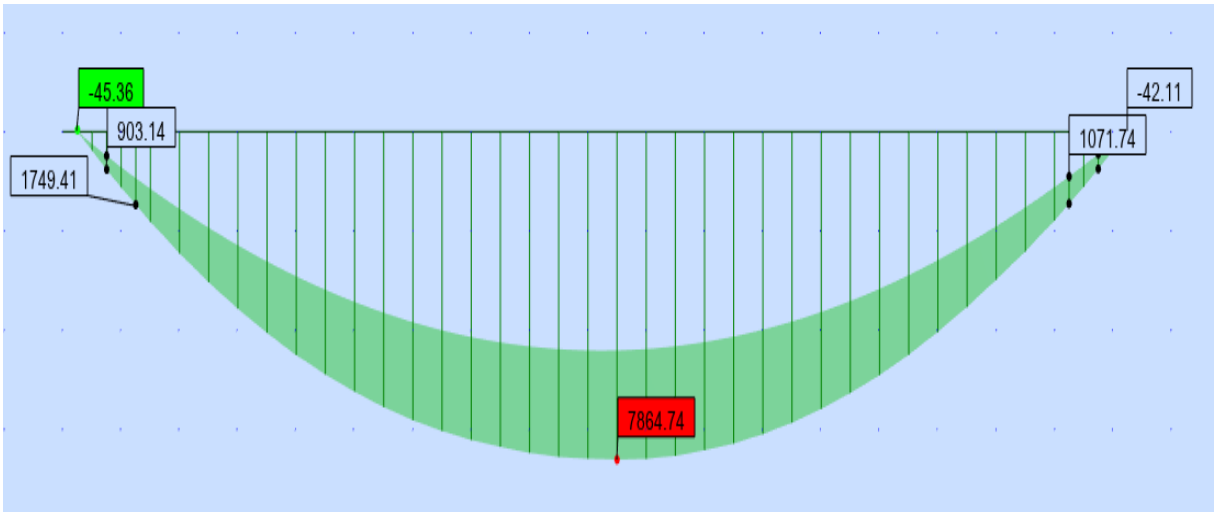


Figure B. 15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

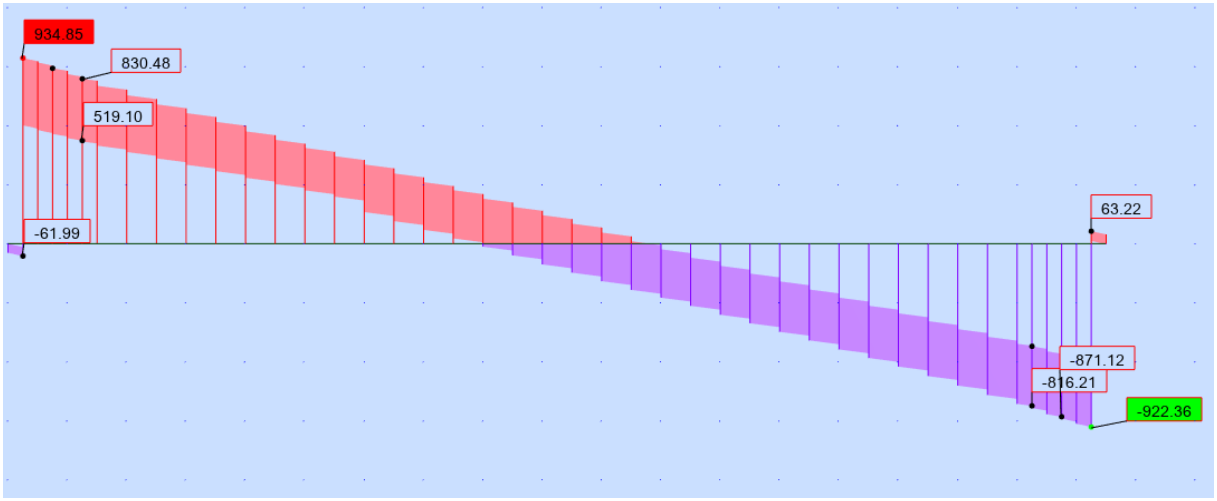


Figure B. 16 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

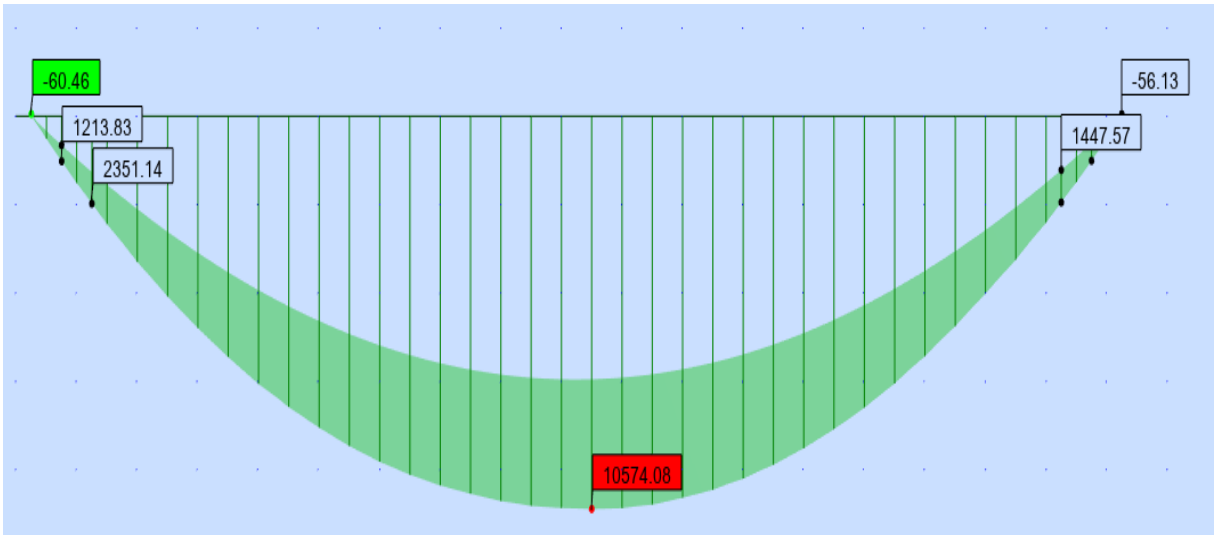


Figure B. 17 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

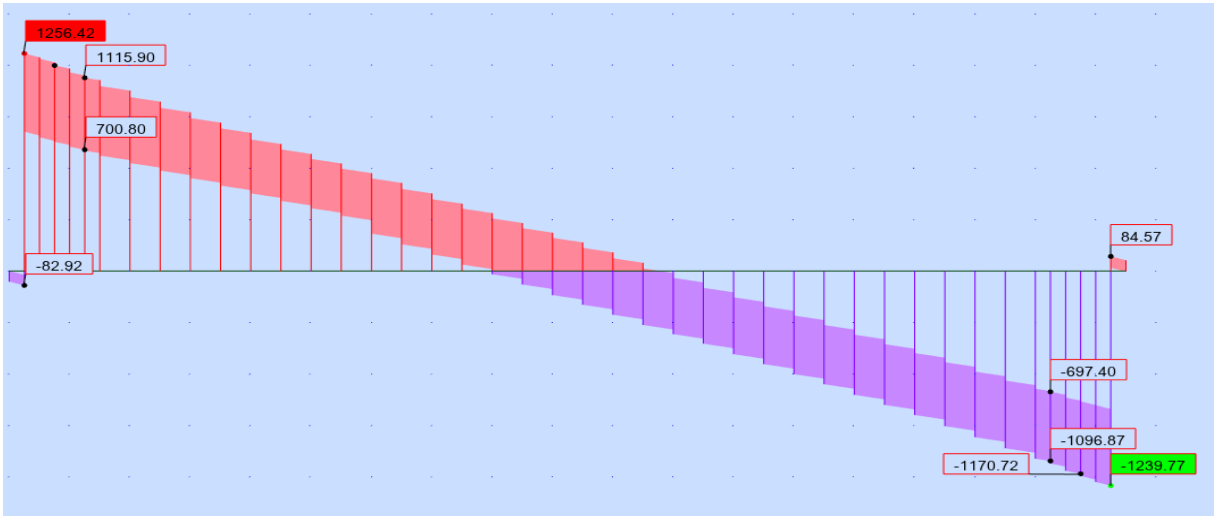


Figure B. 18 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

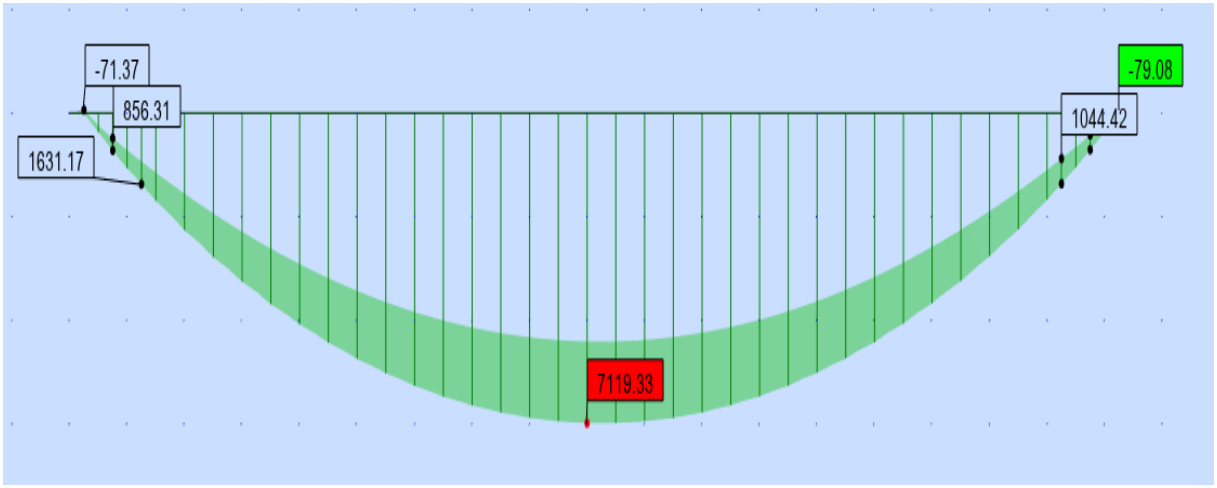


Figure B. 19 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.

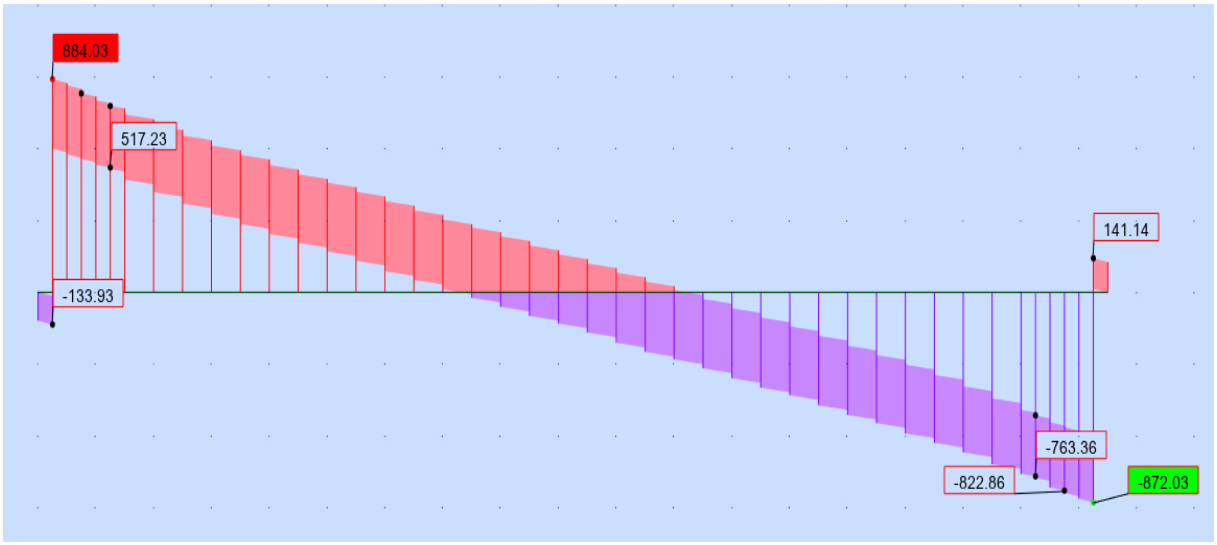


Figure B. 20 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.

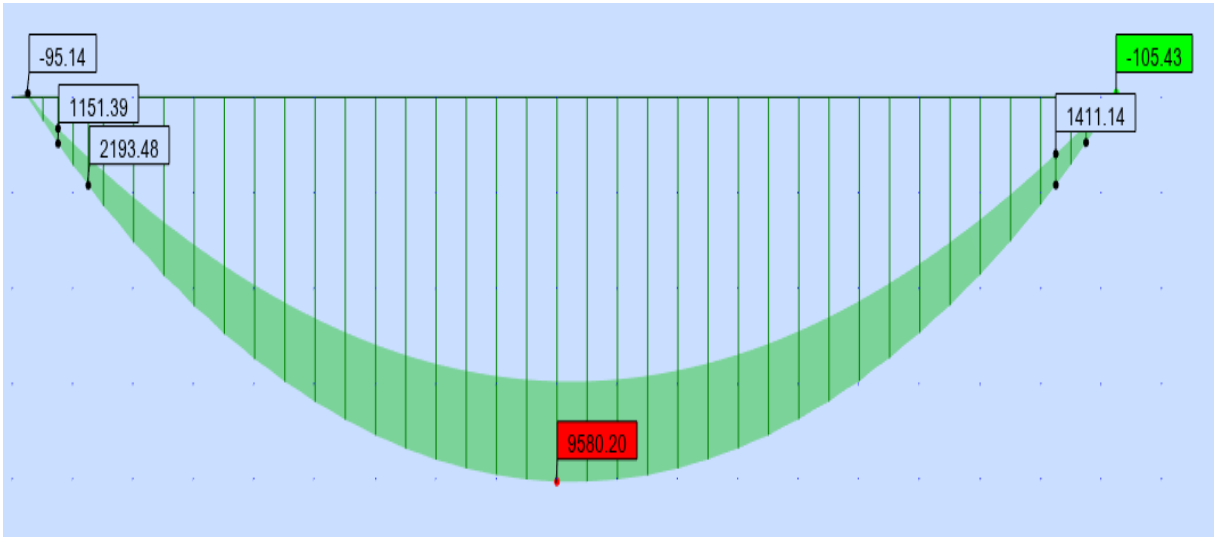


Figure B. 21 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.

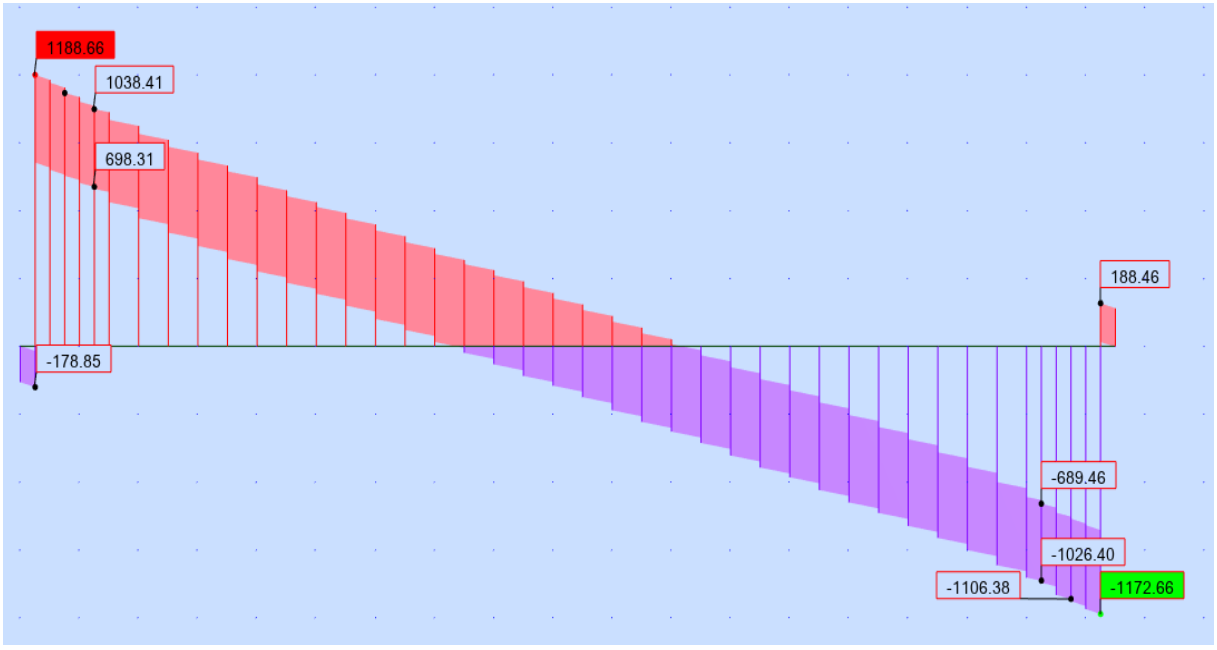


Figure B. 22 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.

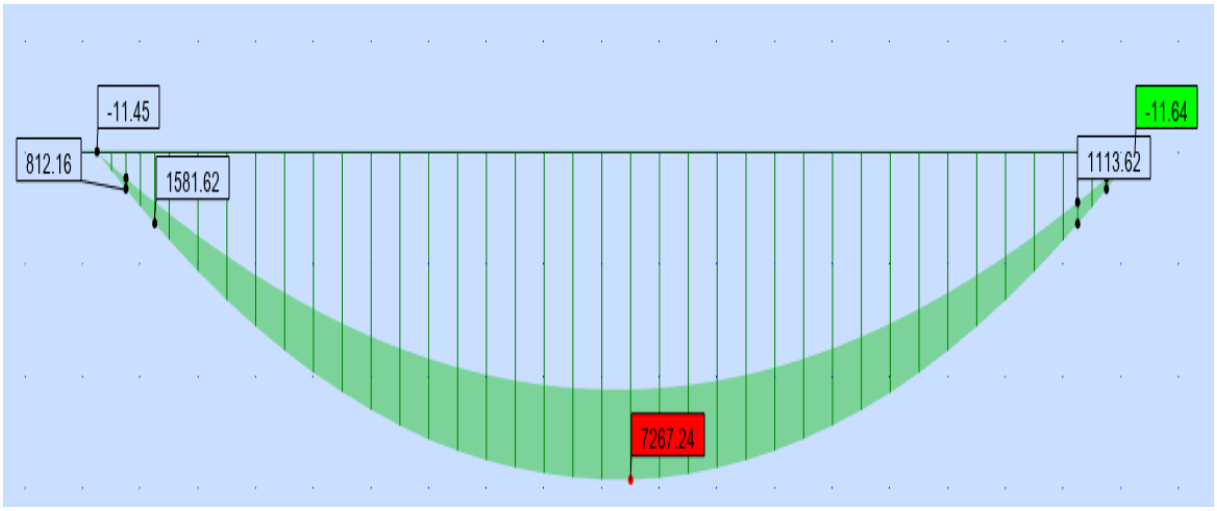


Figure B. 23 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

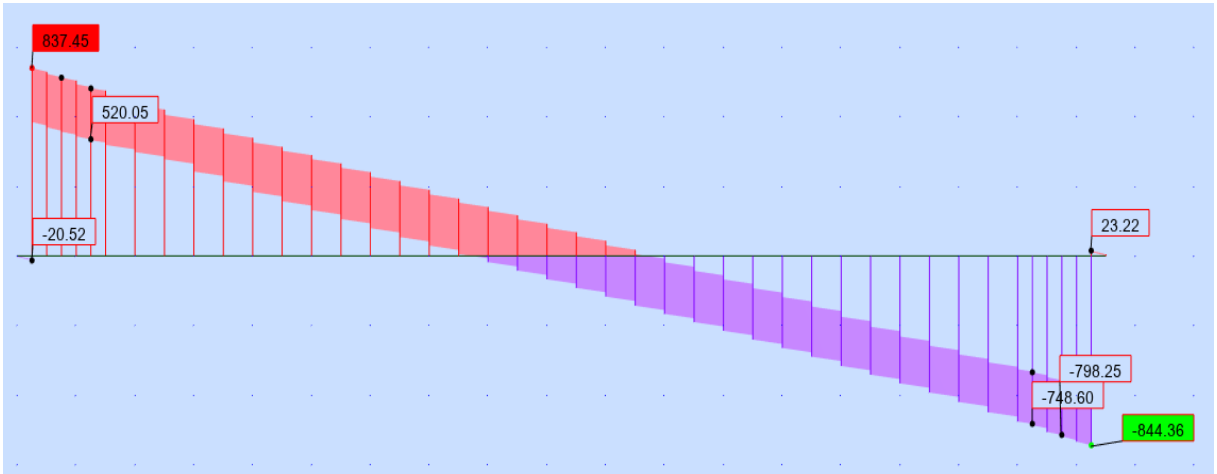


Figure B. 24 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

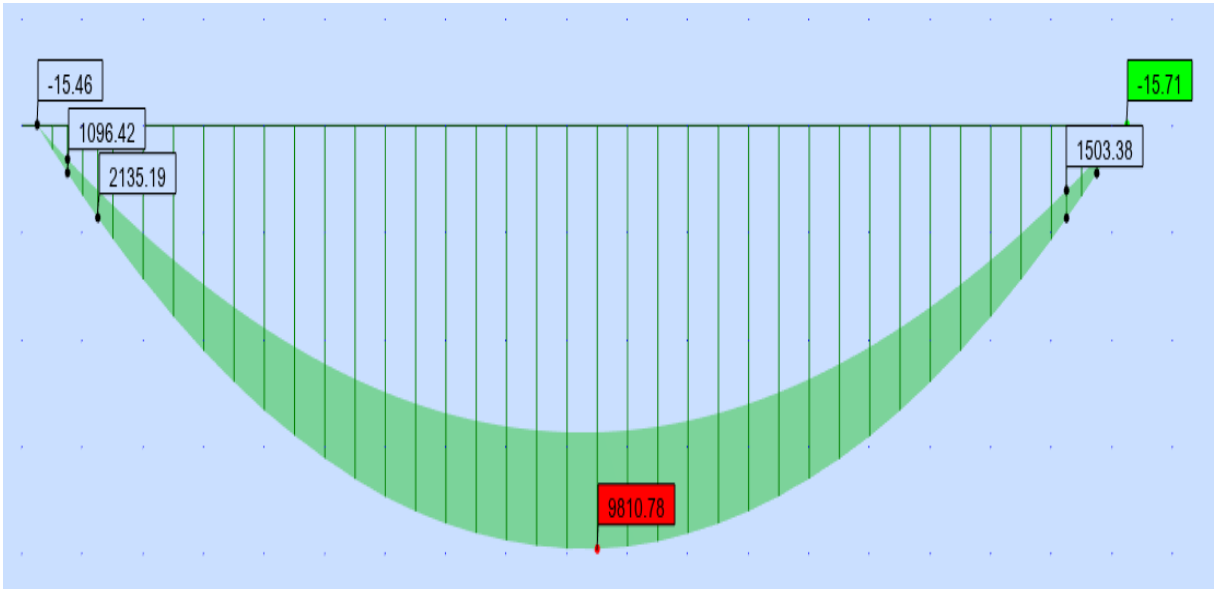


Figure B. 25 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

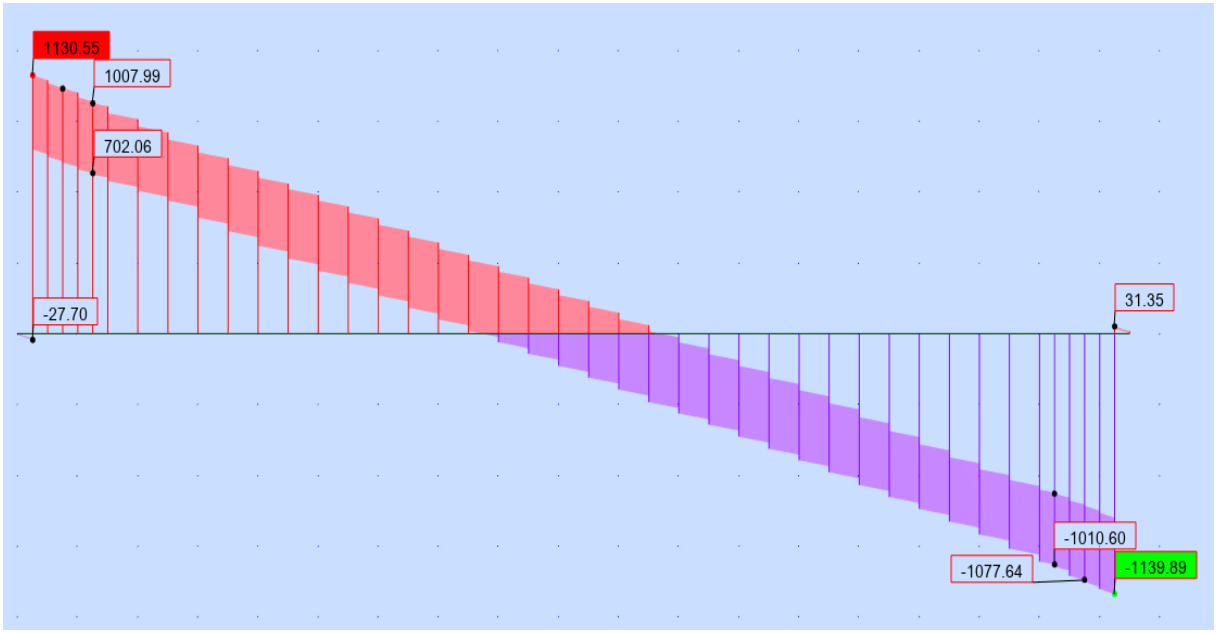


Figure B. 26 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

ANNEXE C

TABLEAUX DES CALCULS

Tableau C. 1 : Efforts de freinage

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	135.67	9.21	61.02
2	271.33	9.21	119.26
3	407.00	8.29	157.44

Tableau C. 2 : Charges dû aux systèmes de charge Bt

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (KN)
1	320	1.2	384
2 – 3 - 4	640	1.2	768

Tableau C. 3 : Vérification des contraintes de la précontrainte

Phase	e_0	M	P	σ_{sup}	σ_{inf}	Obs
	(m)	(MN.m)	(MN)	(MPa)	(MPa)	
Phase 1	0.91	3.150	3.60	4.38	4.97	C.V
Phase 2	0.91	3.15	6.67	1.82	17.34	C.V
Phase 3	1.23	4.600	6.44	1.48	13.33	C.V
Phase 4	1.23	8.619	5.69	7.02	1.07	C.V

Tableau C. 4 : Conditions normal à l'ELS (pieux pile)

						1ère file	2ème file	3ème file
	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM**	**R_1**	**R_2**	**R_3**
G	17488.92	171.89	2509.62	0.00	2509.62	2682.45	2914.82	**3147.192473**
G+1.2Al+0.6T	20210.34	290.43	4240.26	0.00	4240.26	2975.77	3368.39	**3761.006426**
G+1.2Bc+0.6T	19400.72	387.89	5663.22	0.00	5663.22	2709.08	3233.45	**3757.82491**
G+Mc120+0.6T	18625.20	171.89	2509.62	0.00	2509.62	2871.83	3104.20	**3336.571769**
G+D240+0.6T	19615.59	171.89	2509.62	0.00	2509.62	3036.89	3269.26	**3501.636917**

Tableau C.5 : Conditions normal A L'ELU (pieux pile)

						1ère file	2ème file	3ème file
	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM**	**R_1**	**R_2**	**R_3**
1,35G	23610.04	239.13	3491.25	0.00	3491.25	3611.74	3935.01	**4258.271159**
1.35G+1.6Al+0.9T	27238.60	397.18	5798.77	0.00	5798.77	4002.84	4539.77	**5076.689764**
1.35G+1.6B_C+0.9T	26159.10	527.13	7696.05	0.00	7696.05	3647.25	4359.85	**5072.447743**
1.36G+1.35Mc120+0.9T	25144.02	239.13	3491.25	0.00	3491.25	3867.41	4190.67	**4513.933209**
1.35G+1.35D240+0.9T	26481.04	239.13	3491.25	0.00	3491.25	4090.24	4413.51	**4736.771159**

Tableau C.6 : Conditions normal A L'ELS (fut)

	N	H	MH	MV	M
G	14320,92	171,89	2234,59	0,00	2234,59
G+1.2Al+ST+0.6T	17042,34	290,43	3775,58	0,00	3775,58
G+1.2Bc+ST+0.6T	16232,72	387,89	5042,59	0,00	5042,59
G+Mc120+0.6T	15457,20	171,89	2234,59	0,00	2234,59
G+D240+0.6T	16447,59	171,89	2234,59	0,00	2234,59

Tableau C.7 : Conditions normal A L'ELU (fut)

	N	H	MH	MV	M
1,35G	19333,24	239,13	3108,65	0,00	3108,65
1.35G+1.6Al+1.6ST+0.9T	22961,80	397,18	5163,29	0,00	5163,29
1.35G+1.26B+1.6ST+0.9T	21882,30	527,13	6852,65	0,00	6852,65
1.36G+1.35Mc120+0.9T	22204,24	239,13	3108,65	0,00	3108,65
1.35G+1.35D240+0.9T	19333,24	239,13	3108,65	0,00	3108,65

Tableau C.8 : Effort sismique à la Base de la fondation :

Dés	**N (MN)**	**V_L (MN)**	**V_T(MN)**	**/FV/o (x/o)**	**/FH/O/a (y/a,o)**	**M_{FV}/o**	**M_{FHL}/o**	**M_{FHT}/o**
Pile	1,51	2,58	1,38	0,00	7,28	0,00	18,8	10,04
Séis Tab	0,00	4,01	4,33	0,00	12,95	0,00	51,92	56,05

Tableau C.9 : Combinaisons des directions

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	4,83	0,00	0,00	4,83	1,45	1,45
V_T(MN)	0,00	4,61	0,00	1,38	4,61	1,38
M_L	55,22	0,00	0,00	55,22	16,56	16,56
M_T	0,00	56,94	0,00	17,08	56,94	17,08
N (MN)	0,00	0,00	1,52	0,46	0,46	1,52

Tableau C.10 : Efforts provenant du Tablier

	Rmax	Rmin
N (MN)=	10,28	10,28
V(MN)=	0,16	0,16
ML(MN)=	2,02	2,02

Tableau C.11 : Combinaisons d'action au pied de la pile (semelle)

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	4,99	1,61	1,61	4,68	1,29	1,29
V_T(MN)	1,38	4,61	1,38	1,38	4,61	1,38
M_L	57,24	18,59	18,59	53,19	14,54	14,54
M_T	17,08	56,94	17,08	17,08	56,94	17,08
N (MN)	15,02	15,02	16,08	14,10	14,10	13,03

Tableau C.12 : Evaluation des charges sismiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	695,59	2318,63	0,00	1,50	0,00	3477,94
Mur F	242,19	807,29	0,00	6,28	0,00	5065,73
DDT	19,08	63,60	0,91	10,29	17,36	654,44
Mur en R	185,58	618,60	4,89	8,18	907,49	5060,15
Corbeau	5,78	19,28	0,88	10,03	5,09	193,33
MGG	24,74	82,45	0,53	9,94	13,11	819,55
Poids des Terres Amot	472,21	1574,03	2,23	6,09	1053,03	9578,12
Poids des T sur DDT	52,43	174,76	0,91	10,95	47,71	1913,62

Tableau C. 13 : Combinaisons de charges à L'ELS (Culée)

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	△M (KN.m)
G+0.6T	27774.62	6532.73	-27317.07	26068.20	-1248.87
G++0.6T+1.2Q	28591.88	7160.16	-31185.14	27882.51	-3302.63
G+0.6T+1.2A(l)+1.2Q	30615.71	7278.69	-32317.17	27417.03	-4900.14
G+0.6T+1.2Bc+1.2Q	30360.14	7376.156	-33247.94	27475.81	-5772.13
G+0.6T+Mc120+1.2Q	29678.61	7160.16	-31185.14	27632.57	-3552.58
G+0.6T+D240+1.2Q	30405.22	7160.16	-31185.14	27465.45	-3719.70

Tableau C. 14 : Combinaisons de charges à L'ELU (Culée)

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	∆M (KN.m)
1.35G+0.9T	37495.74	8822.72	-36911.82	35192.07	-1719.75
1.35G++0.9T+1.6Q	38585.42	9659.29	-42069.25	37611.16	-4458.09
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+1.6Q	41283.86	9817.34	-43578.62	36990.51	-6588.11
1.35G+0.9T+1.6Bc+1.6Q	40943.10	9947.29	-44819.65	37068.89	-7750.76
1.35G+0.9T+1.35Mc120+1.6Q	40052.51	9659.29	-42069.25	37273.73	-4795.52
1.35G+0.9T+1.35D240+1.6Q	41033.42	9659.29	-42069.25	37048.12	-5021.13

Tableau C. 15 : Combinaisons de charges à L'ELA (Culée)

	N	V	M
P max - H + 0,3V	23506,45	16480,91	69869,97
P min - H - 0,3V	22342,57	15656,55	70578,30
P max + V - 0,3H	24694,76	5024,13	18876,26
P min - V - 0,3H	21154,26	4765,46	21841,46

Tableau C. 16 : Actions sur les pieux ELS (Culée)

	ELS		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R1(KN)	**R2(KN)**	**R3(KN)**
G+0.6T	2265,77	2314,55	2363,34
G++0.6T+1.2Q	2253,65	2382,66	2511,67
G+0.6T+1.2A(l)+1.2Q	2359,90	2551,31	2742,72
G+0.6T+1.2Bc+1.2Q	2304,54	2530,01	2755,49
G+0.6T+Mc120+1.2Q	2334,45	2473,22	2611,99
G+0.6T+D240+1.2Q	2388,47	2533,77	2679,07

Tableau C. 17 : Actions sur les pieux ELU (Culée)

	ELU		
	1ère file	**2ème file**	**3ème file**
	R1(KN)	**R2(KN)**	**R3(KN)**
1.35G+0.9T	3057,47	3124,64	3191,82
1.35G++0.9T+1.6Q	3041,31	3215,45	3389,60
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+1.6Q	3182,97	3440,32	3697,67
1.35G+0.9T+1.6Bc+1.6Q	3109,16	3411,92	3714,69
1.35G+0.9T+1.35Mc120+1.6Q	3150,38	3337,71	3525,03
1.35G+0.9T+1.35D240+1.6Q	3223,31	3419,45	3615,59

Tableau C. 18 : Actions sur les pieux ELA (Culée)

	ELA		
	1ère file	**2ème file**	**3ème file**
	R1(KN)	**R2(KN)**	**R3(KN)**
P max - H + 0,3V	4688,17	1958,87	-770,43
P min - H - 0,3V	4618,85	1861,88	-895,08
P max + V - 0,3H	2795,25	2057,90	1320,54
P min - V - 0,3H	2616,04	1762,86	909,67

ANNEXE D

FERAILLAGE

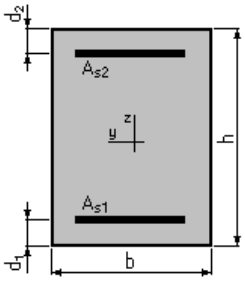
Ferraillage de l'Hourdis
Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 22,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	47,45	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	35,09	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 9,3 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 2,8 (cm2)
théorique ρ = 0,55 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 47,45 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,5 (cm)
Bras de levier: Z = 16,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,76 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 35,09 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,6 (cm)
Bras de levier: Z = 15,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

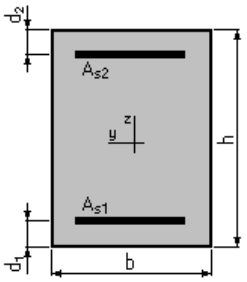
Ferraillage de l'Hourdis
Nappe supérieure Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 22,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	42,41	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	31,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 8,4 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\,min}$ = 2,8 (cm2)
théorique ρ = 0,49 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 42,41 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,3 (cm)
Bras de levier: Z = 16,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,56 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 31,80 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,4 (cm)
Bras de levier: Z = 15,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\,lim}$ = 250,0 (MPa)

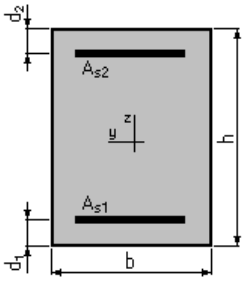
Ferraillage de chevêtre
Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 250,0 (cm)
h = 165,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	956,95	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	710,52	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{S1} = 40,0 (cm2)	Section théorique	A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{S\ min}$ = 40,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 956,95 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2,87 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,7 (cm)
Bras de levier: Z = 157,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier : tendue : σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 710,52 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 2,13
Position de l'axe neutre: y = 25,4 (cm)
Bras de levier: Z = 151,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 8,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

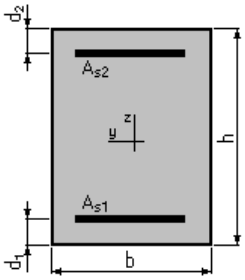
Ferraillage de chevêtre
Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 250,0 (cm)
h = 165,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	3566,61	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2648,13	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 71,1 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\,min}$ = 42,5 (cm2)
théorique ρ = 0,18 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 3566,61 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7,8 (cm)
Bras de levier: Z = 156,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,51 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 2648,13 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 32,9 (cm)
Bras de levier: Z = 149,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 30,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de chevêtre

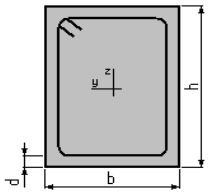
Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 250,0 (cm)
h = 165,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	3629,34	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,9 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,6 (MPa)

5.Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3,5 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 15,4 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 7 + 9*13 + 1*40 (cm)

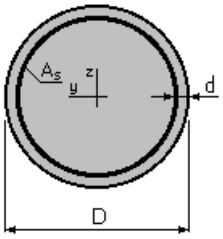
LE FUT DE PILE :
Armature longitudinale : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



D = 200,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	5410,91	1680,86	0,00
2.	ELU	7294,10	2284,22	0,00
3.	ELA	5076,66	16663,33	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 355,5 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 62,8 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 1570,8 (cm2)

théorique ρ = 1,13 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N 1: Type ELS N = 5410,91 (kN) M_y = 1680,86 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,16

Position de l'axe neutre: y = 189,2 (cm)

Bras de levier: Z = 122,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 1,1 (MPa)

comprimée: σ_S' = 45,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N 2: Type ELU N = 7294,10 (kN) M_y = 2284,22 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,54 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 169,1 (cm)

Bras de levier: Z = 118,6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 0,53 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S =105,3 (MPa)

comprimée: σ_S' = 434,8 (MPa)

Cas N 3: Type ELA N = 5076,66 (kN) M_y = 16663,33 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 58,6 (cm)

Bras de levier: Z = 166,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 8,12 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S =500,0 (MPa)

comprimée: σ_S' = 500,0 (MPa)

PIEU pile :

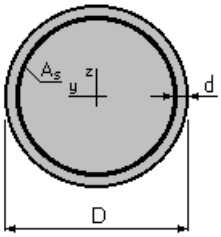
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	2709,08	232,98	0,00
2.	ELU	3647,25	316,61	0,00
3.	ELA	-2797,25	2996,97	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 182,8 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,62 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELS N = 2709,08 (kN) M_y = 232,98 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,54

Position de l'axe neutre: y = 178,1 (cm)

Bras de levier: Z = 62,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_S' = 42,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N 2: Type ELU N = 3647,25 (kN) M_y = 316,61 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,51 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 127,1 (cm)

Bras de levier: Z = 59,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,36 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier: comprimée: σ_S' = 434,8 (MPa)

Cas N 3: Type ELA N = -2797,25 (kN) M_y = 2996,97 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 22,7 (cm)

Bras de levier: Z = 103,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,47 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 379,1 (MPa)

MUR FRONTALE

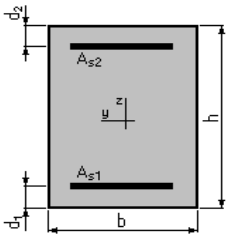
Armature longitudinale : Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 145,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	891,40	950,90
2.	ELU	1200,45	1282,17

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 14,5 (cm2) Section théorique A_{S2} = 14,5 (cm2)
Section minimum $A_{S\,min}$ = 29,0 (cm2) Section maximum $A_{S\,max}$ = 725,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELS N = 891,40 (kN) M = 950,90 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,12
Position de l'axe neutre: y = 38,8 (cm)
Bras de levier: Z = 127,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 26,2 (MPa)
comprimée: σ_S' = 44,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N 2: Type ELU N = 1200,45 (kN) M = 1282,17 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,68 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 18,9 (cm)
Bras de levier: Z = 132,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,56 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 434,8 (MPa) comprimée: σ_S' = 229,5 (MPa)

Mur Garde Greve

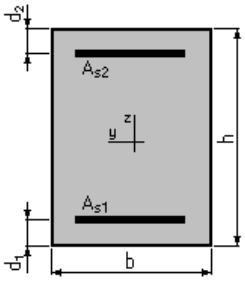
Armature longitudinale : Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2.Section :



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	185,62	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	138,91	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 21,1 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\,min}$ = 3,4 (cm2)
théorique ρ = 0,70 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 185,62 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7,5 (cm)
Bras de levier: Z = 27,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,33 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 138,91 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,0 (cm)
Bras de levier: Z = 26,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DALLE DE TRANSITION

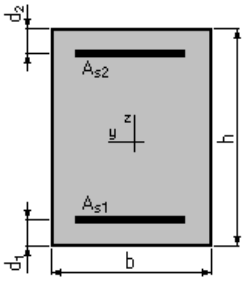
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	157,71	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	117,35	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{S1} = 21,6 (cm2)	Section théorique	A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{S\ min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,87 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 157,71 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 7,7 (cm)
Bras de levier: Z = 21,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 7,89 (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 117,35 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,9 (cm)
Bras de levier: Z = 21,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

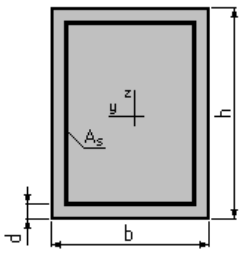
CORBEAU
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces :

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	119,03
Etat **L**imite de **S**ervice	88,56
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11,5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 26,0		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,77		N_u (béton seul)	= 5702,38	(kN)

Béton:
σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_S = 11,2 (cm2)
Section minimum	$A_{S\ min}$ = 11,2 (cm2)
Section maximum	$A_{S\ max}$ = 200,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,42 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

Mur en retour

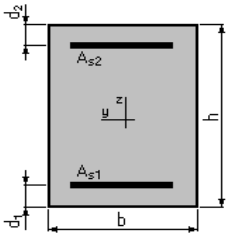
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	272,00	359,60

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 15,6 (cm2)	Section théorique A_{s2} = 15,6 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 16,0 (cm2)	Section maximum $A_{s\,max}$ = 400,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,39 (%)	
minimum	ρ_{min} = 0,20 (%)	maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 272,00 (kN) M = 359,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 19,4 (cm)
Bras de levier:	Z = 68,5 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 5,8 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 64,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Mur en retour

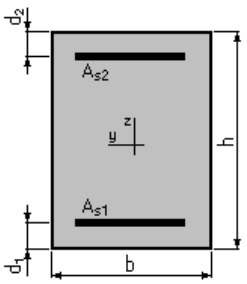
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	550,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 32,6 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 7,5 (cm2)
théorique ρ = 0,43 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 550,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 22,6 (cm)
Bras de levier: Z = 67,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

PIEU CULEE

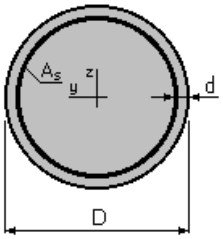
Armatures longitudinales : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	-407,59	4478,66	0,00
2.	ELS	3569,54	2223,32	0,00
3.	ELU	4815,12	2998,31	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 210,6 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,86 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N 1: Type ELA N = -407,59 (kN) M_y = 4478,66 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 32,4 (cm)
Bras de levier: Z = 99,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_S = 8,90 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_S =500,0 (MPa)
comprimée: σ_S' = 500,0 (MPa)

Cas N 2: Type ELS N = 3569,54 (kN) M_y = 2223,32 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,19
Position de l'axe neutre: y = 62,2 (cm)
Bras de levier: Z = 89,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue : σ_S = 173,0 (MPa)
Comprimée : σ_S' = 187,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N 3 : Type ELU N = 4815,12 (kN) M_y = 2998,31 (kN*m) M_Z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,62 Pivot : B
Position de l'axe neutre : y = 66,8 (cm)
Bras de levier : Z = 83,7 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier : ε_S = 2,51 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_S =434,8 (MPa)
Comprimée : σ_S'= 434,8 (MPa)