

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LA
4EME ROCADE ENTRE
L'ECHANGEUR RN18 KHEMIS MILIANA ET
L'ECHANGEUR HANACHA**

PK 33+602 – PK 33+814

Présenté par :
GUETTAR Mohammed Amine
DAOUD Larbi

Encadré par :
Dr M.AMIEUR
Co-encadré par :
Mr R.BENSAAD

Promotion 2022 /2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

عملا بقول الله سبحانه وتعالى:

[فَإِذَا عَزَمْتَ فَتَوَكَّلْ عَلَى اللَّهِ إِنَّ اللَّهَ يُحِبُّ الْمُتَوَكِّلِينَ]

(آل عمران 159)

Et par ces mots nous adressons nos remerciements :

Tout d'abord à **ALLAH** le Généreux, le Tout-Puissant qui nous a donné la force et le courage, la volonté et les moyens nécessaires pour réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers nos familles, qui nous ont soutenus inconditionnellement tout au long de ce parcours académique. Votre amour, vos encouragements et votre compréhension ont été notre pilier tout au long de cette aventure.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude pour votre soutien et votre encadrement tout au long de notre projet de fin d'études. Votre expertise, votre patience et votre disponibilité ont été d'une importance cruciale dans la réalisation de notre mémoire.

Dr. AMIEUR Mohamed

Mr. BENSaad Rachid

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de l'ENSTP et à tous ceux qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à exprimer toutes nos reconnaissances aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce travail, pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre projet de fin d'études, en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif de l'École Nationale Supérieure Des Travaux Publics, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Enfin, nous tenons à témoigner toute notre gratitude à l'ensemble des personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

Tout d'abord je remercie Allah de m'avoir donné la capacité, la volonté et de la patience pour réaliser ce travail.

*Je dédie ce modeste travail à ma très chère **mère**, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant, Je prie **ALLAH** le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète, et te protège et te garde en bonne santé.*

*A mon **père** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement et l'éducation. Celui qui est toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*A mes frères **MOHCINE** et **SOFIANE** qui m'ont toujours encouragé dans les moments difficiles.*

*A Mon binôme et confrère **DOUAD Larbi**.*

A Mes Amis : BOUKHELIFA Oussama, ZETCHI Larbi, et à tous mes camarades de l'école ENSTP.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

GUETTAR Mohammed Amine

DEDICACES

Je dédie ce travail, ...

***À mon père** exceptionnel, qui a toujours cru en moi et m'a offert tous les moyens nécessaires pour que je puisse atteindre le succès dans mes études.*

***À ma chère maman**, véritable pilier de réconfort dans ma vie.*

***À mon frère précieux**, qui m'a accompagné tout au long de mon parcours.*

***À mes sœurs** bien-aimées, source d'inspiration inégalée.*

***À mes petits neveux** adorés, qui illumine ma vie de son amour et de sa joie contagieuse.*

*A mon cher partenaire dans ce travail **GUETTAR MOHAMMED AMINE***

A tous mes amis. A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Enfin,

A vous ...

Daoud Larbi

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في إطار مشروع نهاية التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 33+602 والنقطة الكيلومترية 33+814 بطول يمتد على 212 متر، هذا العمل جزء من مشروع الطريق السريع الذي يربط ولاية عين الدفلة وبرج بوعريرج.

أولاً وقبل كل شيء، نحن مهتمون بالموضوع الرئيسي من خلال تقديم عرض لمشروعنا أولاً، ثم تصميم عام سيؤدي إلى اختيار المتغير الأكثر الأنسب بناءً على تحليل متعدد المعايير، من بين المتغيرات الثلاثة المختلفة المقترحة. وهو في هذه الحالة جسر العارضة الجاهزة سابقة الإجهاد لحق VIP. بعد ذلك درسنا البنية الفوقية والبنية التحتية، مروراً بتقييم الأحمال والأحمال الزائدة، وحساب الإجهاد المسبق والدراسة الزلزالية وأبعاد مختلف المعدات والعناصر الهيكلية، من خلال الرجوع إلى المراجع المستخدمة في الجزائر (RCPR، RPOA2008، BAEL91، BPEL91 ... إلخ) وباستخدام برنامج الحساب (Autodesk Robot Structural Analysis 2018، Robot Expert 2010، Autodesk AutoCAD 2016). أخيراً، قمنا ببحث بيبليوغرافي حول شيخوخة الجسور وتدهورها، سعياً وراء فهم مخاطرها وكذلك حلولها.

الكلمات المفتاحية: جسر، تصميم، دراسة، VIPP، دراسة زلزالية، الإجهاد المسبق.

RESUME

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études, il présente la conception et l'étude d'un viaduc du 33+602 au PK 33+814 sur une longueur 212 m. Cet ouvrage fait partie du projet d'autoroute reliant la wilaya d'Ain Defla et Bordj Bou Arreridj

Tout d'abord, nous sommes intéressés au sujet principal en faisant d'abord une présentation de notre projet, ensuite une conception générale qui aboutira au choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, parmi les trois différentes variantes proposées qui est en l'occurrence celle d'un Pont à poutres précontraintes de type VIPP, Ultérieurement nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure, en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des règlements utilisés en Algérie (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc) et à l'aide des logiciels de calcul (Autodesk Robot Structural Analysis 2018, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2016). En dernier lieu Nous avons finis par une recherche Bibliographique sur le vieillissement et de détérioration des ponts en cherchant à comprendre ses risques ainsi que ses solutions.

Mots clés : viaduc, Conception, Etude, VIPP, Etude Sismique, Précontrainte.

ABSTRACT

This work is part of the graduation project, it presents the design and study of a bridge from 33+602 to PK 33+814 over a length of 212 m. This work is part of the highway project linking the wilaya of Ain Defla and Bordj Bou Arreridj

First of all, we are interested in the main subject by first making a presentation of our project, then a general design which will lead to the choice of the most advantageous variant based on a multi-criteria analysis, among the three different variants proposed. Which is in this case that of a bridge with prestressed beams of the VIPP type. Subsequently we studied the superstructure and the infrastructure, passing through the evaluation of the loads and overloads, the calculation of the prestressing the seismic study and the dimensioning of the various equipment and structural elements, by referring to regulations used in Algeria (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc) and using calculation software (Autodesk Robot Structural Analysis 2018, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2016). Finally, we ended up with a Bibliographic research on the aging and deterioration of bridges, seeking to understand its hazards, risks as well as its solutions.

Keywords: Bridge, Design, Study, VIPP, Seismic Study, Prestressing.

SOMMAIRE

CHAPITRE I :	PRESENTATION DU PROJET
I.1	INTRODUCTION..... 2
I.2	PRESENTATION DE L'OUVRAGE..... 2
I.2.1	Objectif du projet..... 2
I.2.2	Situation du site 2
I.3	DONNEES DU PROJET 2
I.3.1	Données fonctionnelles 2
I.3.2	Données naturelles..... 4
I.4	CONCLUSION 6
CHAPITRE II :	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT
II.1	INTRODUCTION..... 8
II.2	CHOIX DES VARIANTES 8
II.2.1	Variante 01 : «Pont mixte bipoutre »..... 9
II.2.2	Variante 02 : «Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs » 13
II.2.3	Variante 03 : «Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP » 16
II.3	ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES 18
II.3.1.	Comparaison entre les 3 techniques de construction.....18
II.3.2.	Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers.....19
II.4	CONCLUSION 20
CHAPITRE III :	Caractéristiques des matériaux
III.1.	Introduction 22
III.2.	Les règlements..... 22
III.3.	Le béton..... 22
III.3.1.	Résistance caractéristique à la compression 22
III.3.2.	La résistance caractéristique à la traction : 23
III.3.3.	Contraintes Admissibles Du Béton : 23
III.3.4.	Coefficient de Poisson 24
III.3.5.	Module de déformation longitudinale de béton E 24
III.3.6.	Module de déformation transversale de béton G.....24
III.4.	Acier..... 24
III.4.1.	Les aciers passifs 25
III.4.2.	Les aciers actifs 25
III.5	Conclusion..... 26

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION	28
IV.2. CALCUL LONGITUDINAL.....	28
IV.2.1. CHARGES PERMANENTES (CP).....	28
IV.2.2. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP).....	29
IV.2.3. CHARGES D'EXPLOITATION	30

CHAPITRE V : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

V.1. CALCULE DES MOMENTS FLECHISSANT.....	37
V.1.1.Moment fléchissant dû au poids propre.....	37
V.1.2.Moment fléchissant dû aux systèmes de surcharges routières.....	38
V.2. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	37
V.2.1. Efforts tranchants dus aux poids propres.....	40
V.2.2.Effort tranchant dû aux surcharges :	41

CHAPITRE VI : MODELISATION

VI .1.Modélisation de l'ouvrage.....	46
VI.2.Etapes de modélisation :.....	46
VI.3. Résultats	50
VI.4. Récapitulation de la modélisation :	52
VI.5.Conclusion	53

CHAPITRES VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1.Introduction.....	55
VII.2. Données de calcul	55
VII.3 Dimensionnement de la précontrainte	55
VII.3.1 Valeur minimale de la précontrainte en service.....	55
VII.3.2 Détermination du nombre de câble	56
VII.3.3.Pré-vérification des contraintes.....	56
VII.3.4. Tracé et disposition constructif des câbles de précontrainte.....	57
VII.3.5.Détermination de l'angle de relevage :	59
VII.4.Calcul des pertes	60
VII.4.1.Pertes de tension instantanées	60
VII.4.1.1 Pertes par frottement.....	60
VII.4.1.2.Perte par recule d'encrage :	61
VII.4.1.3.Pertes par déformation instantanée du béton.....	61
VII.4.2.Pertes différées	62

VII.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES	63
VII.5.1.Limitation des contraintes	63
VII.5.2.Effort de précontrainte P	63
VII.5.3.Justification des contraintes normales.....	64
VII.5.4.Justification des contraintes tangentielles	65
VII.6.Ferraillage de la poutre	65
VII.6.1.Armatures longitudinales de peau	65
VII.6.2.Armatures des zones tendues	66
VII.6.3.Armatures transversales de peau :.....	66
VIII.6.4.Armatures passives transversales :	66
VII.6.5.Justification de la poutre à l'ELU	67

CHAPITRE VIII : ETUDE DU TABLIER

VIII.1.ETUDE DE LA DALLE	70
VIII.2.Géométrie de l'hourdis	70
VIII.3. FERRAILLAGE.....	71
VIII.3.1. Ferraillage nappe supérieure.....	71
VIII.3.2.Ferraillages nappe inférieure	71

CHAPITRE IX : Etude des appareils d'appuis

IX.1.APPAREILS D'APPUI.....	74
IX.2.Choix de type d'appareil d'appui	74
IX.3.Prédimensionnement en plan de l'appareil (SETRA, 2007)	74
IX.4.Vérification des appareils d'appuis.....	76
IX.5. Ferraillage des dés d'appuis	77
IX.6.Le joint de chaussée.....	78

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

X.1.Caractéristiques de calcul parasismique	81
X.2. Conception de la pile	81
X.3.Evaluation de la raideur totale k	81
X.4. ETUDE SISMIQUE	82
X.4.1.La méthode monomodale	82
X.4.1.1.Evaluation de l'effort sismique longitudinal.....	83
X.4.1.2.Evaluation de l'effort sismique transversal.....	84
X.4.1.3. Evaluation de l'effort sismique vertical.....	84

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1 ETUDE DE LA PILE.....	87
XI.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	87
XI.1.2. EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE	88
XI.1.2.1.EFFORTS STATIQUES	88
XI.1.3. Ferrailage des éléments de la pile	89
XI.1.3.1.Etude de chevêtre.....	89
XI.1.3.2.ETUDE DE FUT	92
XI.1.3.3. Ferrailage de la semelle	94
XI.1.3.4.Etude des pieux.....	96
XI.2.ETUDE DE LA CULEE	97
XI.2.1.Choix de type de culée	97
XI.2.2.Prédimensionnement de la culée	97
XI.2.3. Descente des charges.....	98
XI.2.4.COMBINAISON DES EFFORTS	99
XI.2.5.Ferrailage des éléments de la culée	99
XI.2.5.1.Mur frontal.....	99
XI.2.5.2.Mur garde grève.....	100
XI.2.5.3.Dalle de transition.....	101
XI.2.5.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition	101
XI.2.5.5.MUR EN RETOUR.....	103
XI.3. CONCLUSION.....	104

CHAPITRE XII : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

XII.1.INTRODUCTION	106
XII.2.HISTORIQUE DES PONTS	106
XII.3.Mécanismes de Vieillissement et de Détérioration des ponts.....	106
XII.3.1. Corrosion.....	106
XII.3.2.Fatigue.....	107
XII.3.3.Érosion	108
XII.3.4.Fissuration et Déformation.....	108
XII.4.Solutions de Maintenance et de Réhabilitation.....	108
XII.4.1.Inspection régulière.....	108
XII.4.2.Protection contre la corrosion	109
XII.4.3.Renforcement structurel	110
XII.4.4.Réparation des fissures et des déformations	110

XII.4.5.Surveillance continue	111
XII.4.6.Programme d'entretien préventif	111
XII.5.Conclusion	111

CONCLUSION GENERALE

Bibliographie

ANNEXES

ANNEXE A : Modélisation et évaluation des efforts

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

ANNEXE C : FERRAILLAGE.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : Location du Viaduc 33.6 (Google Earth).	2
Figure I.2 : Tracé en plan de la voie portée.....	3
Figure I.3 : Profil en long de la voie portée.....	3
Figure I.4 : Profil en travers.	4

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Morphologie d'un pont mixte bipoutre.....	9
Figure II.2 : Coupe transversale de la variante 1 (SETRA, 1985).	10
Figure II.3 : Découpage des voussoirs	13
Figure II.4 : Morphologie d'un pont à poutres en béton précontraint.....	16

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Figure IV.1: Longueurs des différentes sections de la poutre.	28
Figure IV.2 : Système de chargement Bc.....	31
Figure IV.3 : Système de chargement Br	32
Figure IV.4 : Répartition du système de charge Bt.	32
Figure IV.5 : Système Mc120	33
Figure IV.6 : Système de chargement D 240.....	34

CHAPITRE V : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

Figure V.1 : Coupe longitudinale de la poutre	37
Figure V.2 : les ordonnées.....	37
Figure V.3 : Ligne d'influence pour charge Bc 1er cas La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.....	38
Figure V.4 : Ligne d'influence pour surcharge Bt	39
Figure V.5 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120	39
Figure V.6 : Ligne d'influence pour système D240.....	40
Figure V.7 : Charge uniformément répartie due au poids propre.....	40
Figure V.8 : Charge due à A(l).....	41
Figure V.9 : Charge due à Bc	41
Figure V.10 : Charges dues à la surcharge Bt	42
Figure V.11 : Charges dues à la surcharge MC120.....	42
Figure V.12 : Charges dues à la surcharge D240	43

CHAPITRE VI : Modélisation

Figure VI.1 : Modélisation des poutres + entretoise	46
Figure VI.2 : Modélisation de l'hourdis	46
Figure VI.3 : Modélisation des appuis	47
Figure VI.4 : Affectation des charges permanentes CCP.....	47
Figure VI.5 : Affectation des charges type A.....	48
Figure VI.6 : Affectation des charges type Bc.	48
Figure VI.7 : Affectation des charges type Bt.....	49
Figure VI.8 : Affectation des charges type Mc120.	49
Figure VI.9 : Affectation des charges type D240.....	49
Figure VI.10 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à l'ELU. 50	
Figure VI.11 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	51
Figure VI.12 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à l'ELS. 51	
Figure VI.13 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à l'ELS.	52

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VII.1 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	58
Figure VII.2 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.....	58
Figure VII.3 : Tracé des câbles avec un alignement droit de 1,2 m à partir de l'encrage	59
Figure VII.4 : Ferrailage de zone tendue.....	66
Figure VII.5 : Ferrailage de la poutre.....	67

CHAPITRE VIII : ETUDE DU TABLIER

Figure VIII.1 : Moment max à l'ELS de la combinaison $G + 1,2 Bc3$	70
Figure VIII.2 : Effort tranchant max à l'ELS de la combinaison $G + 1,2 Bc3$	70
Figure VIII.3 : Moment max à l'ELU de la combinaison $1,35G + 1,6 Bc3$	71
Figure VIII.4 : Effort tranchant max à l'ELU de la combinaison $1,35G + 1,6 Bc3$	71
Figure VIII.5 : Ferrailage de la dalle.....	72

CHAPITRE IX : Etude des appareils d'appui

Figure IX.1 : Wd 60 Cipecc	79
----------------------------------	----

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

Figure X.1 : Réactions d'appui pour différents types de pont.....	85
---	----

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure XI.1 : Implantation et hauteurs des piles.....	87
Figure XI.2 : Forme et dimensions des piles.....	88
Figure XI.3 : Modèle de calcul.....	90
Figure XI.4 : Les moments M_{max} ELS sur le chevêtre avec le logiciel.....	90
Figure XI.5 : Les moments M_{max} ELU sur le chevêtre avec le logiciel.	90
Figure XI.6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU	91
Figure XI.7 : Ferrailage du chevêtre	92

Figure XI.8 : Ferrailage du fut.	94
Figure XI.9 : Ferrailage de la semelle	95
Figure XI.10 : Ferrailage des pieux.....	97
Figure XI.11 : Ferrailage de la culée.....	104

CHAPITRE XII : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure XII.1 : Corrosion dans un pont	107
Figure XII.2 : Fissure dans le pont Champlain.....	108

LISTE DES TABLEAUX

CHAITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I.1.Classification des ponts.....	4
Tableau I.2.Les zones sismiques et leur sismicité.....	4
Tableau I.3.Coefficient d'accélération sismique	5

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : Gamme de portée.....	8
Tableau II.2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques.....	10
Tableau II.3 : Pré-dimensionnement des entretoises	11
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles variante 01	12
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culés variante 01	12
Tableau II. 6 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs	14
Tableau II.7 : Les dimensions des différentes composantes des voussoirs	14
Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 02	15
Tableau II.9 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 02.....	15
Tableau II.10 : Les dimensions des différentes composantes des	17
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 03	17
Tableau II.12 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 3.....	18
Tableau II.13 : Avantages et inconvénients des trois variantes.....	18
Tableau II.14 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes.....	19

CHAPITRE III : Caractéristiques des matériaux

Tableau III.1 : les valeurs de module f_{bu}	23
Tableau III.2 : indique les valeurs de E	24
Tableau III.3 : indique les valeurs de G	24
Tableau III.4 : Caractéristiques des câbles 13T15s.....	25

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Tableau IV.1 : Poids de la poutre	28
Tableau IV.2 : Poids de la dalle	29
Tableau IV.3 : Poids des compléments de charges permanentes (CCP)	29
Tableau IV.4 : Poids total du tablier.....	29
Tableau.IV.6 : coefficient a_1	30
Tableau IV.7 : Valeurs de la charge $A(l)$	31
Tableau IV.8 : Valeurs de bc	32
Tableau IV.9 : les valeurs de la charge bc	32
Tableau IV.10 : les valeurs de coefficient b_t	33
Tableau IV.11 : les valeurs de la charge b_t	33

Tableau VII.22 : Effort de précontrainte	65
Tableau VII.23 : Contrainte tangentielle « τ »	65
Tableau VII.24 : Détermination l'angle β_u	68
Tableau VII.25 : Contrainte tangentielle « τ »	68

CHAPITRE IX : Etude des appareils d'appuis

Tableau IX.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.	75
---	----

CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

Tableau X.1 : Taux d'amortissement en fonction de matériau.....	81
Tableau X.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis	82
Tableau X.3 : Raideurs dynamiques transversales des appuis	82
Tableau X.4 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.....	84
Tableau X.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.....	84
Tableau X.6 : paramètres a et b.....	85
Tableau X.7 : Résultats des efforts vertical.....	85

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau XI.1 : Implantations.....	87
Tableau XI.2 : Vérification du flambement des piles les piles hautes.	88
Tableau XI.3 : Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.....	89
Tableau XI.4 : Combinaisons des efforts à L'ELS.....	89
Tableau XI.5 : Combinaisons des efforts à L'ELU	89
Tableau XI.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations	91
Tableau XI.7 : Efforts agissant sur le fût.....	93
Tableau XI.8 : Valeur des efforts par fût.....	93
Tableau XI.9 : Valeur des efforts par pieu.	93
Tableau XI.10 : Valeur des efforts par fût.....	97
Tableau XI.10 : Dimensions des différents éléments de la culée	98
Tableau XI.11 : Evaluations des efforts de la culée.	98
Tableau XI.12 : Evaluations des efforts dus au tablier.....	98
Tableau XI.13 : Combinaison des efforts.....	99
Tableau XI.14 : Evaluations des efforts statiques sur mur frontal	99
Tableau XI.15 : Evaluations des efforts dus au tablier.....	100
Tableau XI.16 : Charges agissantes sur la dalle de transition	102
Tableau XI.17 : Moment max du mur en retour à L'ELU et à L'ELS.....	103

CHAPITRE I
PRESENTATION DU
PROJET

1. INTRODUCTION :

Les ponts se sont avérés être une solution incroyablement utile et efficace dans le domaine des travaux publics, en particulier en matière d'ingénierie. Ils permettent aux ingénieurs de répondre aux exigences techniques et fonctionnelles nécessaires d'un site. Cependant, la conception d'un pont nécessite une connaissance approfondie et des informations sur le site en question, qui est le sujet principal de ce chapitre.

2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

2.1. Objectif du projet

Le projet de fin d'études sur lequel nous travaillons est axé sur la conception et l'analyse d'un viaduc, qui sera construit pour une autoroute de la 4ème rocade d'Alger, qui reliera les wilayas d'Aïn-Defla et Bordj-Bou-Arréridj, (Khemis Miliana-Hannacha). Ce dernier permet de franchir les contraintes existantes sur le site (talweg).

2.2. Situation du site

Le viaduc se trouve entre les points kilométriques suivant : PK 33+602 au PK 33+814. La location Via 33.6 est affichée dans la Figure I ci-dessous



Figure I.1 : Localisation du Viaduc 33.6 (Google Earth).

3. DONNEES DU PROJET

3.1. Données fonctionnelles

3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont courbe d'une longueur entraxe de 212 m et une largeur de 13.25 m.

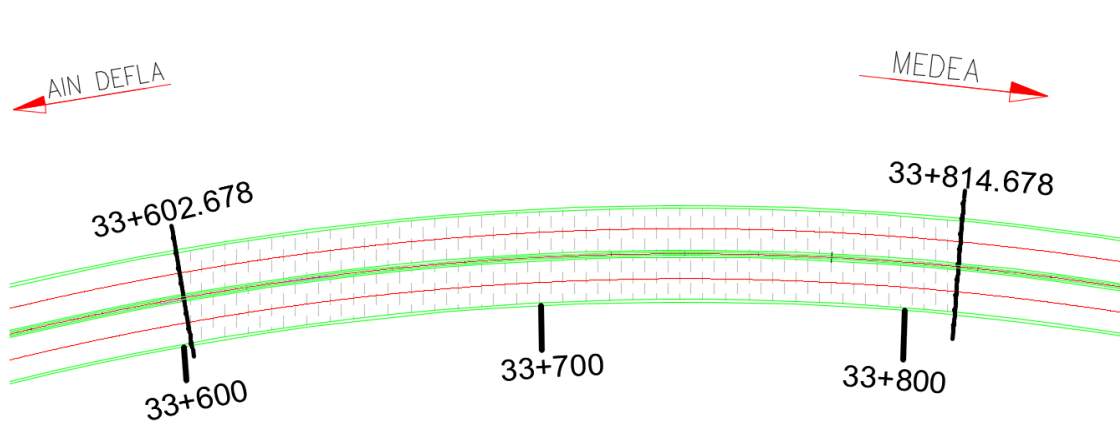


Figure I.2 : Tracé en plan de la voie portée.

3.1.2. Profil en long :

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

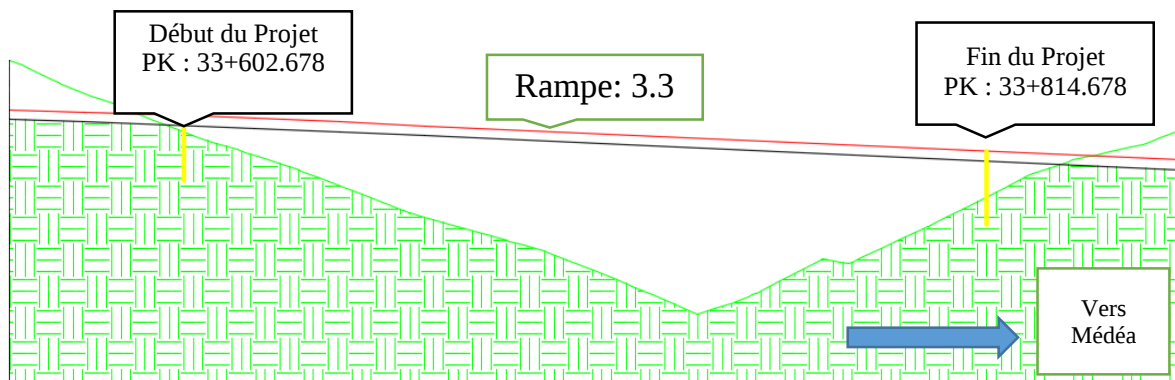


Figure I.3 : Profil en long de la voie portée.

3.1.3. Profil en travers :

La coupe transversale représente les équipements et éléments géométriques de la voie.

Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :

- Largeur roulable : $l_r = 12$ m
- Nombre de voies : $N = 3$ voies
- Deux trottoirs l'un de 0.5m et l'autre de 0.75m.
- La largeur d'une voie : 3.5m.
- Un dévers (5.3% vers l'extérieur).
- Deux glissières de sécurité.
- Deux gardes corps.
- prédalles de 5 cm d'épaisseur
- Dalle de 25 cm d'épaisseur

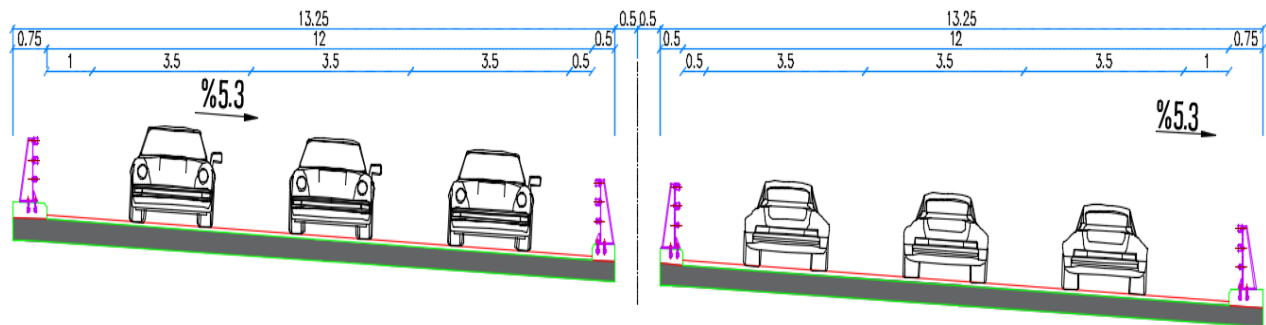


Figure I.4 : Profil en travers.

3.2. Données naturelles :

La conception du pont est directement influencée par les aspects techniques de son environnement, qui sont englobés dans les données naturelles.

3.2.1. Topographie :

Après avoir visité le site, nous avons conclu que le projet est situé dans une région accidentée.

3.2.2. Sismicité du site :

Les catégories d'importance considérées pour les ponts neufs sont les suivants :

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau I.1. Classification des ponts

Groupe d'usage : 2 (Pont important)

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone	Zone 0	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Sismicité	Négligeable	faible	moyenne	Elevée	Très élevée

Tableau I.2. Les zones sismiques et leur sismicité

Selon RPOA 2008, Le site étudié se situe dans la "**zone IIb**" qui correspond à une zone de sismicité élevée,

Groupe de pont	Zone sismique			
	Zone III	Zone II a	Zone II b	Zone III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau I.3.Coefficient d'accélération sismique

Les paramètres adoptés seront donc les suivants : **A = 0.25 g**.

3.2.3. Température :

L'influence de la température est sans aucun doute un facteur important dans les calculs de construction, elle rentre dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis.

La différence de température prise en compte est comme suit :

- Durant la saison d'été, a une moyenne de 35°C la journée et 21°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 9°C la journée et -2°C la nuit.

3.2.4. Vent :

Selon le RCPR le vent à une surcharge répartie de :

- 1,25 KN/m² en cours de réalisation.
- 2 KN/m² en service.

3.2.5. Géotechnique :

L'importance de la reconnaissance du sol ne peut être surestimée. il joue un rôle central dans la sélection des fondations des appuis, mais il influence également la sélection de la solution optimale pour le franchissement et le positionnement précis des appuis garantissant des performances mécaniques optimales de la structure en cours de construction.

En raison des caractéristiques géologiques, il n'y aura pas de problèmes de stabilité sous les grandes charges découlant de la structure du viaduc.

Les capacités portantes ont été calculées pour les longueurs variables de fondation, déterminées en prenant en compte les charges fournies par le concepteur structurel dans chaque pied.

Les moyennes harmoniques des valeurs à partir du sol jusqu'à la profondeur de 30m, obtenues à la suite des essais de Pressiomètre réalisés dans le cadre des études de sol sont prises. En cas d'absence de données jusqu'à la profondeur de 30m, ils ont accepté que la dernière valeur au niveau le plus profond restait fixe jusqu'à la profondeur de 30m.

Le sol a été classifié d'après la pression limite et le module pressiométrique tel que le règlement RPOA 2008 spécifie dans la catégorie S2.

4. Conclusion :

Avant de commencer la conception d'un ouvrage, il est indispensable de prioriser l'étude de son site d'implantation. L'environnement, y compris les détails naturels et fonctionnels, doivent être soigneusement pris en compte pour identifier les obstacles qui pourraient être surmontés.

CHAPITRE II
CONCEPTION ET
PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

L'optimisation de la structure des ponts est un processus minutieux qui suit souvent une approche itérative. L'ingénieur responsable de la conception doit prendre en considération plusieurs paramètres importants tels que l'économie, la sécurité, l'esthétique et les délais tout en gardant à l'esprit les limites naturelles et fonctionnelles du projet. L'ingénieur propose alors des variantes permettant d'atteindre au mieux les résultats souhaités. Ces variantes sont ensuite brièvement vérifiées pour identifier la version la plus efficace et optimale qui répondra aux besoins et aux ressources du projet.

Donc dans ce chapitre nous traiterons la conception et le pré-dimensionnement de notre ouvrage. L'objectif de cette approche est d'identifier la nature prévue des travaux, qui peut ensuite s'adapter aux diverses contraintes présentées par le chantier, les spécifications architecturales et d'autres facteurs pertinents. Concevoir des vues panoramiques tout en respectant les contraintes budgétaires.

II.2. CHOIX DES VARIANTES

L'obtention de résultats optimaux nécessite une compréhension complète des options disponibles, y compris leurs recommandations, contraintes et dépenses. Cette tâche exige l'expertise et la familiarité d'un ingénieur.

Pour cela nous devrions voir les différentes gammes des portées usuelles des ponts selon la technique de construction et les matériaux utilisés.

Type de l'ouvrage		La gamme de portée
PSIDP	Pont dalle armé (PSIDA)	7 à 15 m
	Dalle pleine	14 à 20 m
	Dalle pleine poussée	10 à 20 m
	Dalle à large encorbellement	18 à 25 m
Pont dalle nervure	A hauteur constante	25 à 30 m
	A hauteur variable	35 à 45 m
Poutres préfabriquées	Pré-tension (PRAD)	10 à 30 m
	Post-tension (VIPP)	20 à 50 m
Pont mixte	Bipoutre isostatique	30 à 80 m
	Bipoutre continue	40 à 90 m
	Quadri poutre	40 à 110 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section constante		40 à 80 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section variable		65 à 200 m
Pont hauban		Plus de 100 m
Pont suspendu		Plus de 100 m

Tableau II.1 : Gamme de portée.

- **Proposition des variantes**

Nos propositions se composent de trois solutions distinctes, chacune accompagnée d'un prédimensionnement préalable. Nous évaluerons les avantages et les inconvénients de chaque solution avant de sélectionner la plus optimale

- Variante 1 : pont mixte bipoutre.
- Variante 2 : pont voussier construit par encorbellement successifs.
- Variante 3 : pont à poutres en béton précontrainte par post-tension.

II.2.1. Variante 1 : Pont mixte bipoutre

Les ponts métalliques "bipoutres mixtes" sont constitués de deux poutres métalliques, et une dalle en béton armé connectée. Le domaine d'emploi de ces ouvrages correspond aux portées de 25 à 110 mètres pour les travées continues, et de **25 à 90m** environ pour les travées indépendantes.

Cette conception est celle qui prévaut car elle réduit le besoin d'assemblages multiples, ce qui peut s'avérer assez coûteux en termes de temps d'usinage.

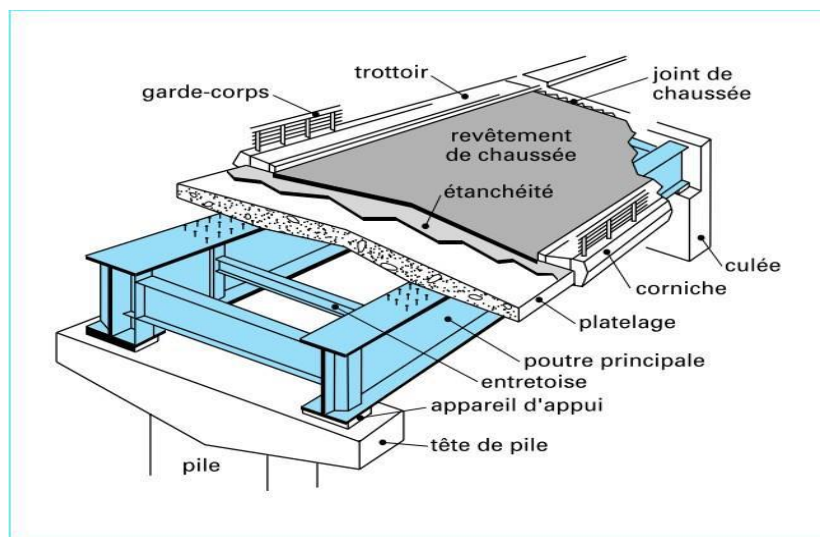


Figure II.1 : Morphologie d'un pont mixte bipoutre.

II.2.1.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

On propose de concevoir un pont bipoutre à hauteur constante, composé de deux travées principales de 60m de longueur et de deux travées de rive de 46m de longueur, de sorte que la longueur totale du pont soit égale à 212 m.

II.2.1.2. CONCEPTION TRANSVERSALE

- 3 voies de 3.5 m de largeur.
- Une BDG de 0.5m de largeur et une BD de 1m de largeur.
- La chaussée présentera une pente transversale en toit à 5.3% permettant l'assainissement de l'ouvrage.

Le tablier de notre pont a une largeur de 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.

On opte pour : $a = 8$ m, $b = 2.625$ m

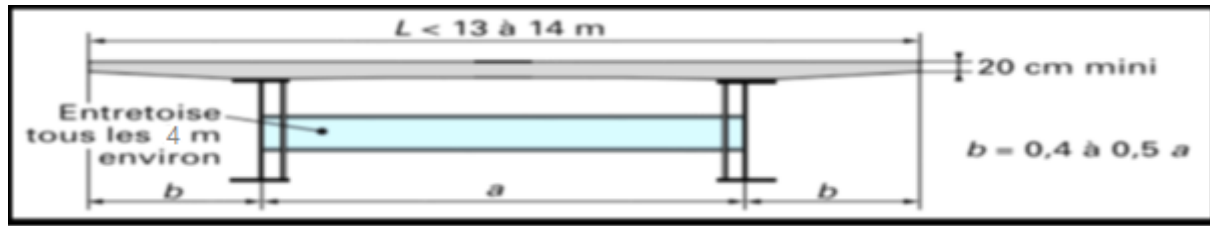


Figure II.2 : Coupe transversale de la variante 1 (SETRA, 1985).

II.2.1.3. CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES

La poutre est de forme I, comporte une âme et deux semelles. Le pré-dimensionnement selon (SETRA, 1985) est :

- **Nombre de poutres (N) :**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier et l'espacement (entraxe entre deux poutres) :

$$N = \frac{La}{d}$$

La : la largeur du tablier qui est égale à 13,25m.

d : entraxe entre deux poutres $d = 0,55 \times La = 0,55 \times 13,25 = 7,28$ m

A.N : $N = 13,25 / 7,28 = 1,82$

Donc On prend le nombre de poutre $N=2$.

Largeur et épaisseur des semelles et épaisseur de l'âme (b_s , b_i , t_s , t_i , t_w) :

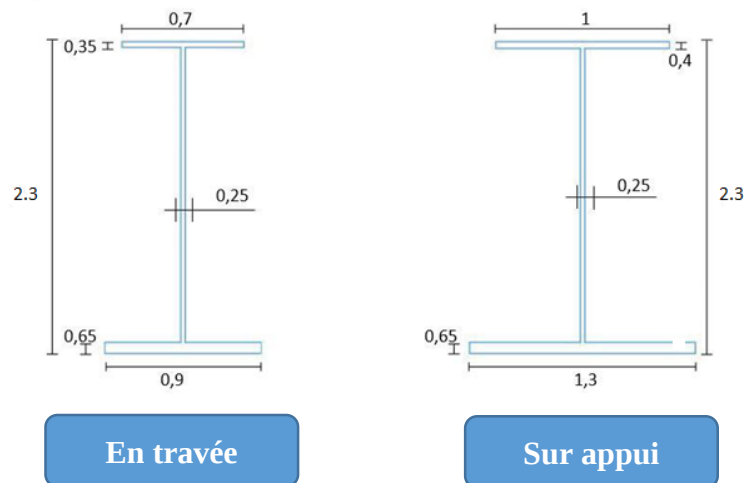
Dimension	En travée	Valeur adoptée (mm)	Sur Appui	Valeur Adoptée (mm)
Épaisseur de la semelle supérieure ($t_{f,sup}$)	15 à 40	35	20 à 70	40
Épaisseur de la semelle inférieure ($t_{f,inf}$)	20 à 70	65	40 à 90	65
Épaisseur de l'âme (t_w)	15 à 25	25	20 à 30	25
Largeur de la semelle supérieure ($b_{f,sup}$)	300 à 700	700	300 à 1200	1000
Largeur de la semelle inférieure ($b_{f,inf}$)	400 à 1200	900	500 à 1400	1300

Tableau II.2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques

- **Géométrie de la poutre :**

La hauteur de la poutre est définie dans notre cas par : $h = L/28 = 2,14$

On prend alors $h = 2,3$ m.



Selon le SETRA, La dalle est en général d'épaisseur variable de 300mm au droit des poutres et 250mm entre les poutres (à mi travée).

On a La largeur de la dalle est égale à : $L=13,25m$.

Donc La dalle est en général d'épaisseur variable : $250mm \leq E \leq 300mm$.

On prend $E=250mm$.

II.2.1.4. CONCEPTION DES ENTRETOISES

Éléments	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	200
Épaisseur de la semelle t_f	20
Epaisseur de l'âme t_w	10

Tableau II.3 : Pré-dimensionnement des entretoises

II.2.1.5. CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER

Le choix de la nuance d'acier inoxydable dépend principalement de l'exposition atmosphérique. Cependant, 3 autres critères peuvent influencer ce choix. À savoir, la conception architecturale, l'aspect de surface et la fréquence d'entretien.

La nuance est constituée de la lettre S (pour acier de construction métallique) suivie de la limite élastique en N/mm² (355, 420, 460). Cette dernière est celle des tôles dont l'épaisseur est la plus faible de la gamme, la limite élastique diminuant légèrement avec l'épaisseur.

Les éléments longitudinaux de la majorité des ouvrages sont entièrement réalisés avec des aciers de nuance S355.

II.2.1.6. LA CONNEXION ENTRE LA DALLE ET LA CHARPENTE MÉTALLIQUE

La connexion entre la dalle et la charpente sera assurée par l'intermédiaire des connecteurs (goujons) pour empêcher le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport aux poutres.

II.2.1.7. PRÉDIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURE

Les tableaux ci-dessous récapitulent le pré-dimensionnement des piles et des culées selon le guide SETRA :

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile	Largeur	2.5	
	Longueur	11.1	
	Hauteur	Hp1 =12.8 Hp2=26.4 Hp3= 24	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	13.1	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Diamètre	1.2	
	Nombre	10	
	Profondeur	10	
	Entraxe	2.8	

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles variante 01

Eléments	Eléments		Figure
Mur frontal	Hauteur	Hc1 = 3.3 Hc2 = 8.1	
	Longueur	11.05	
	Épaisseur	2.5	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.85	
	Épaisseur	0.45	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	1.8	
Pieux	Nombre	10	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	12	

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 01

II.2.2. VARIANTE 02 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

Le pont en encorbellement successif consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles. Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, après exécution d'un tronçon appelé « Voussoir ». En opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoportée pouvant servir d'appui pour la suite des opérations (SETRA, 2003).

II.2.2.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

Dans cette variante on propose de concevoir un pont voussoir à hauteur variable, composé d'une travée principale de 100m de longueur et de deux travées de rive de 56m de longueur, de sorte que la longueur totale du pont soit égale à 212 m.

➤ Distribution des travées :

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- De ce fait nous aurons trois travées : l'obligation d'avoir une ouverture assez large de la travée qui franchie.
- Eviter l'augmentation du nombre des piles.
- Choisir des portées économiques.

La longueur totale de notre ouvrage est de 212 m, on fixe la travée principale $L=100\text{m}$ On détermine les travées de rive telle que (SETRA, 2003) :

- $0,5 \times L = 0,5 \times 100 = 50 \text{ m}$.
- $0,7 \times L = 0,7 \times 100 = 70 \text{ m}$.
- Dans notre cas on aura 3 travées, dont la travée centrale est de $L=100\text{m}$ et de deux travées de rives avec $L=56\text{m}$.

➤ Découpage des voussoirs :

D'une manière générale il existe trois types de voussoirs : le Voussoir Sur Pile (VSP), le Voussoir de Clavage (VSC) et le Voussoir Courant (VC), comme le montre la figure ci-dessous :

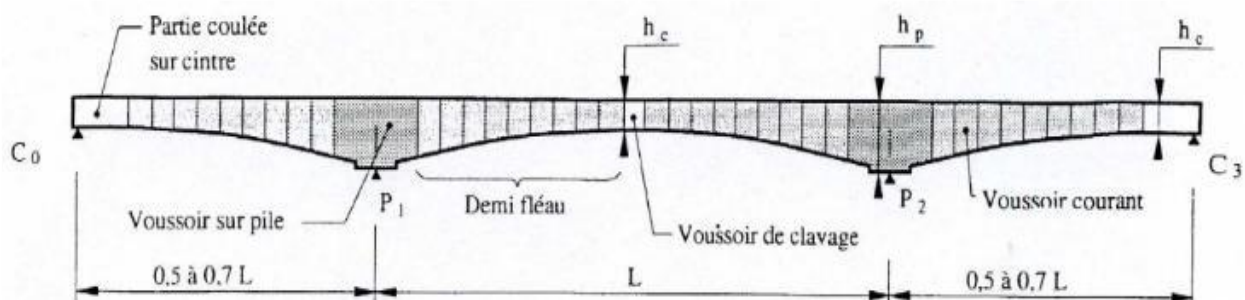


Figure II.3 : Découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Valeur retenu
Voussoirs sur piles (VSP)	7 m
Voussoirs courants (VC)	6.5 m
Voussoir de Clavage (VSC)	2 m

Tableau II. 6 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs

Nous obtenons le nombre total des voussoirs : $N=35$ reparties comme :

- 28 voussoirs courants.
- 03 voussoirs de clavage
- 02 voussoirs sur piles.
- 02 voussoirs sur culée.

II.2.2.2. Conception transversale

➤ Pré-dimensionnement de la section transversale :

Le tableau ci-dessous représente le pré-dimensionnement de notre section :

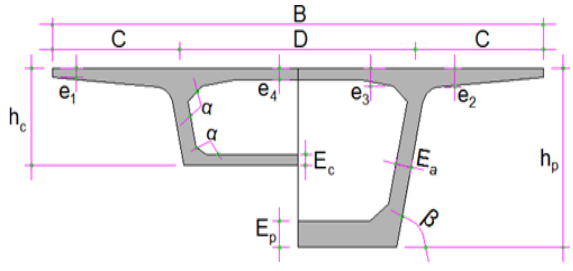
Eléments	Ratio usuel	Valeur	Notations
Hauteur VSP	$L/h_p=14+L/45$	6.15 m	
Hauteur VSC	$L/h_c=19+l/19$	3 m	
Largeur	B	13.25 m	
C	$B/4$	3.3125 m	
D	$B-2C$	6.625 m	
e1	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm	
e2	$C/7 \geq e_2 \geq C/8$	45 cm	
e3	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1.5 e_4$	35 cm	
e4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm	
Inclinaison	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %	
Ea	$E_a \geq 0.26 + L/500$	46 cm	
Ep	$35 < E_p < 80 \text{ cm}$	75 cm	
Ec	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm	
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°	
G. inférieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	40°	

Tableau II.7 : Les dimensions des différentes composantes des voussoirs

II.2.2.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURE

Les tableaux ci-dessous récapitulent le pré-dimensionnement des piles et des culées :

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile	Largeur	6.2	
	Longueur	6	
	Hauteur	Hp1 = 12.2 Hp2 = 24.9	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Diamètre	1.2	
	Nombre	9	
	Profondeur	10	
	Entraxe	3.6	

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 02

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	Hc1 = 1.32 Hc2 = 7.65	
	Longueur	6.8	
	Épaisseur	2.06	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.75	
	Épaisseur	0.5	
Semelles	Largeur	13.8	
	Longueur	6	
	Hauteur	1.7	
Pieux	Nombre	10	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	12	

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 02

II.2.3. VARIANTE 03 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP »

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, il est tout de même important que certaines règles soient respectées pour assurer leur efficacité. Tant sur le plan technique qu'esthétique.

Ces types particuliers de ponts ont été largement utilisés dans la construction de ponts de longueur moyenne avec une portée allant de 30 à 50 mètres.



Figure II.4 : Morphologie d'un pont à poutres en béton précontraint

II.2.3.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

Pour cette variante, on propose un pont à poutres de type VIPP composé de six travées de 35m, ce qui nous donne une longueur totale de 212 m.

II.2.3.2. CONCEPTION TRANSVERSALE

En utilisant le guide de conception SETRA [VIPP/1996] pour le dimensionnement des éléments de la variante 3 qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Élément	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur totale de la poutre	25 - 40	35
Hauteur de la poutre	$L/22 \leq H_p \leq L/16$	1.80 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	2.05 m
Entraxe des poutres	$1.40m \leq \lambda \leq 2.00 m$	1.95 m
La largeur de la table de compression	$0,6 h_p \leq b \leq 0,9 h_p$	1.10 m
Entraxe des poutres de rives La	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.70 m
Nombre des poutres	$N = (La / \lambda) + 1$	7 poutres
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	65 cm

Épaisseur du talon	$L_t \geq 2 \times E_t$	30 cm
Épaisseur de l'âme b0 à mi-travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	65 cm
Entretoise d'about	/	35×140 cm ²

Tableau II.10 : Les dimensions des différentes composantes des

II.2.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE L'INFRASTRUCTURE

Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	3.5	
	Longueur	13.25	
	Hauteur	1.5	
Fûts	Diamètre	1.5	
	Nombre	2/Pile	
	Hauteur	Hp1 = 13.35 m Hp2 = 20.85 m Hp3 = 31.85 m Hp4 = 32.85 m Hp5 = 23.85 m	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	12	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Diamètre	1.2	
	Nombre	12	
	Profondeur	12	
	Entraxe	3.6	

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 03

➤ Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	Hc1 = 8.55 m Hc2 = 9.55 m	
	Longueur	12.2 m	
	Épaisseur	1.4 m	
Mur en retour	Épaisseur	0.6 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.44 m	
	Épaisseur	0.45 m	
Semelles	Largeur	9.6 m	
	Longueur	13.8 m	
	Hauteur	2.5 m	
Pieux	Nombre	10 m	
	Diamètre	1.2 m	
	Profondeur	12 m	

Tableau II.12 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 3

II.3.ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

II.3.1.Comparaison entre les 3 techniques de construction

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.	1- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût. 2- Une bonne réutilisation des coffrages. 3- Il ne demande pas une expérience et la qualité de main-d'œuvre. 4- Le principal avantage de ce type de structure est lié à son gain en matière et donc gain en argent, et aussi la redistribution des efforts sur tout le pont et non pas seulement sur la travée sollicitée.	1- Calcul long et fastidieux. 2- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles. 3- Les poutres très hautes ça crée le fluage à longue durée.

Variante : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs à hauteur variable.	1- L'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps. 2- Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique incontestable. 3- L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson.	1- Le poids est très important 2- L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. 3- Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage)
Variante : Pont mixte bipoutre.	1- La possibilité de franchir des grandes portées. 2- La rapidité de l'exécution	1- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier 2- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage. 3- Un cout très élevé. 4- Entretien périodique

Tableau II.13 : Avantages et inconvénients des trois variantes.

II.3.2. Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers

Le devis estimatif et quantitatif des trois tabliers est donné dans le tableau ci-après :

Variante 1 : Pont mixte bipoutre				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m ³	1609	25 000.00	40 225 000.00
Acier passif	t	402.5	180 000.00	72 450 000.00
Acier PRS	t	1339.32	480 000.00	642 873 600.00
Total				755 578 600.00
VARIANTE 02 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m ³	5149.8	44 500.00	229 166 100.00
Acier passif	t	1298.7	228 000.00	296 103 600.00
Acier Actif	t	214.38	540 000.00	115 765 200.00
Total				641 034 900.00
VARIANTE 03 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP »				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m ³	4568.86	44 500.00	203 314 270.00
Acier passif	t	913.77	228 000.00	208 339 560.00
Acier Actif	t	150.71	540 000.00	81 383 400.00
Total				493 037 230.00

Tableau II.14 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes.

II.4. CONCLUSION

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

Après le pré dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères on a opté à la solution la plus favorable proposée est : la variante 03.

Donc :

La Variante 03 : « **Pont à Poutres Préfabriquées Précontraintes par Post-tension VIPP** », sera désormais l'objet d'une étude plus détaillée dans les chapitres suivants.

CHAPITRE III

Caractéristiques des matériaux

III.1.Introduction

Lorsqu'il s'agit de construire des ouvrages de génie civil, la considération initiale de l'ingénieur est souvent la solution la plus fréquente, la plus économique qui est : le béton.

Comme l'on savait déjà le béton est un matériau hétérogène qui présente de très bonne résistance à la compression. Par contre, à la traction de très faible résistance de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, Dans le domaine des travaux publics, les ingénieurs ont introduit deux solutions révolutionnaires qui ont révolutionné le monde : ces solutions sont le béton armé et le béton précontraint.

C'est deux types de béton ils doivent être conformes aux règles techniques de constructions et de calcul des ouvrages pour garantir les mesures de sécurité et de durabilité.

Aux ouvrages d'art l'utilisation du béton armé est réservée généralement pour la réalisation de ces appuis ainsi que l'infrastructure. Toutefois, pour la réalisation de la superstructure, et principalement lors des travées importantes le recours au béton précontraint est primordial dans ce cas.

III.2.Les règlements

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- **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 ».
- **Règles R.C.P.R** : « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».
- **Règles R.P.O.A 2008** : « Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ».
- **Guide SETRA** : « Service d'étude technique des routes et autoroutes ».

III.3.Le béton

Le béton s'obtient par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants et des additifs, offrant les particularités suivantes :

- Il est facile à mettre en œuvre.
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{28} . Le béton est dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325.

Densité : la masse volumique du béton armé est : $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

III.3.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini généralement par sa résistance caractéristique à la compression qui varie avec l'âge j du béton. Dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge qui est obtenue par l'essai de rupture sous charge instantanée.

CHAPITRE III. Caractéristiques des matériaux

Pour notre projet, les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours f_{c28} sont :

Poutres préfabriquées et prédalles : RN 40 $\rightarrow f_{c28} = 40$ MPa

Dalles, Piles, Semelles, Culées : RN 27 $\rightarrow f_{c28} = 27$ MPa

Béton de propreté : RN 10 $\rightarrow f_{c28} = 10$ MPa

Selon le BAEL (1) et le BPEL (2), pour un béton âgé de moins de 28 jours on peut utiliser la formule suivante :

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ si $j < 60$ jours.
- Pour $f_{c28} > 40$ MPa $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$ si $j < 28$ jours.

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours on admet une résistance au plus égale à $1,10f_{c28}$.

Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs que $f_{cj} = f_{c28}$.

- Pour l'infrastructure : $f_{c28} = 27$ MPa
- Pour la superstructure : $f_{c28} = 40$ MPa

III.3.2. La résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule :

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

- Pour l'infrastructure : $f_{t28} = 2,22$ MPa
- Pour la superstructure : $f_{t28} = 3$ MPa

III.3.3. Contraintes Admissibles Du Béton :

La contrainte σ en service et bornée à une valeur appelée contrainte admissible définie par :

- **Contrainte admissible à la compression :**

❖ **Contrainte Admissibles à l'ELU :**

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

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Avec : $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à :

- **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.

- **0.9** lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

- **0.85** lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Pour notre calcul on prend : $\theta = 1$ car l'application de la combinaison d'action considérée comme supérieure à 24 h.

	f_{bu}	
	Situation durable	Situation accidentelles
$f_{c28} = 40$ MPa	22,67 MPa	29,57 MPa
$f_{c28} = 27$ MPa	15,3 MPa	19,96 MPa

Tableau III.1 : les valeurs de f_{bu} .

CHAPITRE III. Caractéristiques des matériaux

❖ Contraintes admissibles à l'E.L.S :

$\sigma_{bc} = 0,5 \times f_{c28}$ En service

$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$ En construction.

- Pour la superstructure : $\sigma_{bc} = 24$ MPa en construction et $\sigma_{bc} = 20$ MPa en service.

- Pour l'infrastructure : $\sigma_{bc} = 16,2$ MPa en construction et $\sigma_{bc} = 13,5$ MPa en service.

• Contraintes admissibles à la traction :

Le règlement BPEL limite les contraintes de traction dans le béton par les valeurs suivantes :

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

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

III.3.4. Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson est le rapport de déformation transversale à la déformation longitudinal.

Le coefficient de poisson du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2 quant au cas d'un béton fissuré ν devient nul. On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes de ν :

- $\nu = 0,2$ à l'état limite de service (ELS).

- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

III.3.5. Module de déformation longitudinale de béton E

On distingue deux modules longitudinaux :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ (MPa).

- Module de déformation différée (longue durée) $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ (MPa).

	f_{c28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)
Superstructure	40	37619.47	12653.82
Infrastructure	27	33000	11100

Tableau III.2 : indique les valeurs de E

III.3.6. Module de déformation transversale de béton G

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

	ELS (MPa)	ELU (MPa)
Superstructure	15674.78	18809.735
Infrastructure	13750	16500

Tableau III.3 : indique les valeurs de G

III.4. Acier

On distingue deux natures différentes des aciers utilisés en précontraintes :

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

CHAPITRE III. Caractéristiques des matériaux

III.4.1. Les aciers passifs

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

La limite élastique :

On définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinale "EP" des aciers de précontrainte est pris égal à :

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons.

III.4.2. Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute limite d'élasticité que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8f_{prg} ; 0,9 f_{peg}).$$

f_{prg} : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

La précontrainte est réalisée par post -tension ; Les câbles utilisés dans notre cas sont des 13T15s de classe 1860 TBR (très basse relaxation). Les caractères des armatures de précontrainte en post- tension à prendre en compte dans les calculs sont représentés dans le tableau au-dessous :

Cable Type	T15s	Unité
Nombre de Toron	13	/
Ap 1 Toron	150	mm ²
Ap 1Toron	0,00015	m ²
Ap	0,00195	m ²
f_{prg}	1860	MPa
F_{p0}	206.1	kN
f_{peg}	1674	MPa
D _{gaine}	0.08	m
f	0.18	rd ⁻¹
ϕ	0.002	m ⁻¹
g	6	mm
μ_0	0.43	/
ρ_{1000h}	2.5	/
Ep	190000	MPa
MPafe	500	MPa
σ_s	434.78	MPa

Tableau III.4 : Caractéristiques des câbles 13T15s

CHAPITRE III. Caractéristiques des matériaux

III.5 Conclusion

Les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude sont :

- Le béton ($f_{c28}=40\text{MPa}$ Pour la superstructure, $f_{c28}=27\text{MPa}$ Pour l'infrastructure).
- Les aciers passifs (FeE500).
- Les aciers actifs des câbles 13T15s.

CHAPITRE IV
CALCUL DES CHARGES
ET DES SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

Pour un pont, les actions peuvent être classées en deux types : permanentes ou variables. Dans ce chapitre nous allons calculer les différentes charges et surcharges appliquées sur notre pont ainsi que leurs répartitions longitudinales et transversales afin de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes puis sous l'effet des surcharges.

IV.2. CALCUL LONGITUDINAL

IV.2.1. CHARGES PERMANENTES (CP)

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements.

- **Poids de la poutre :**

$$P_p = \sum L_i \times \rho_i \times S_i$$

Tel que :

- **L_i** : Longueur de la section.
- **ρ_i** : Poids volumique de matériau
- **S_i** : Aire de la section.

Eléments	Densité (KN/m³)	Aire de la section (m²)	Longueur de la section (m)	Poids de la poutre (KN)	Poids de la poutre (KN/ml)
Section d'about (SA)	25	1.23	1.5	695,75	19.87
Section variable (SV)	25	0.97	1		
Section Médiane (SM)	25	0.74	15.5		

Tableau IV.1 : Poids de la poutre

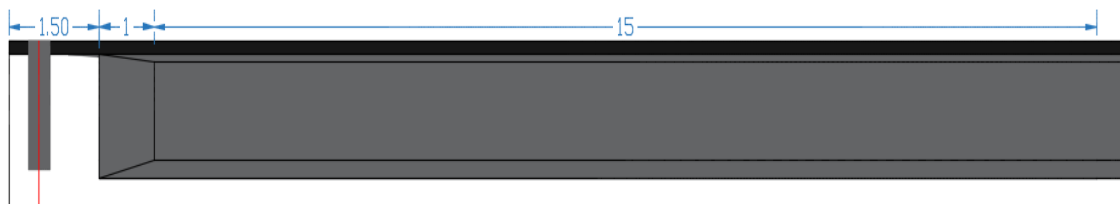


Figure IV.1 : Longueurs des différentes sections de la poutre.

Le poids total de 07 poutres = 4884.25 KN = 139.09 KN/ml

- **Poids propre d'une entretoise :**

$$P_{\text{entretoises}} = 2(n-1) \times \rho_b \times V$$

$$= 2(n-1) \times \rho_b \times ST \times e$$

$$P_{\text{entretoise}} = 0,35 \times 1,40 \times 6 \times 25 \times 2 = 147 \text{ KN}$$

- **Poids des prédalles :**
 $P_{\text{prédalles}} = p_b \cdot S_{cp} \cdot L \cdot (n - 1)$
Avec : $S_{cp} = 0,035 \text{ m}^2$
 $P_{\text{coff}} = 25 \times 0,035 \times 35 \times (7-1)$
 $P_{\text{coff}} = 183.75 \text{ KN}$
 $PP = 5.25 \text{ KN/ml}$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = \rho_i \cdot V_d$$

Tel que :

- ρ_i : Poids volumique de matériaux
- V_d : Volume de la section

Eléments	Densité (KN/m ³)	Aire de la section (m ²)	Charge (KN/ml)
La dalle	25	115.937	82.81

Tableau IV.2 : Poids de la dalle

Donc la charge permanente (CP) égale à :

$$CP = (P_p \cdot n) + PD \text{ avec } n : \text{nombre de poutre}$$

$$CP = (139.09 \cdot 82.81) + = 221.9 \text{ KN/ml}$$

IV.2.2. COMPLEMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP)

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ccp :

Eléments	Densité (KN/m ³)	Surface (m ²)	Poids (KN/ml)
Revêtement + étanchéité	25	33.6	24
Corniche + Trottoir	25	0.52	13
Glissière de sécurité + Garde de corps	/	/	2.5
Poids CCP (KN/ml)	39.5 KN/ml		

Tableau IV.3 : Poids des compléments de charges permanentes (CCP)

Le trottoir et la corniche :

$$P_{\text{trottoirs}} + \text{corniche} = S \times e \times p_b$$

$$\text{Poids des Trottoirs et Corniches} = 0,52 \times 25 \times 35 = 455 \text{ KN} = 13 \text{ KN/ml}$$

Le calcul du poids total pour une travée du tablier est résumé dans le tableau suivant :

	Poids Total (KN/ml)	Poids total de tablier (KN/ml)	Poids total de tablier (KN)
CP	221.9	261.4	56410.12
CCP	39.5		

Tableau IV.4 : Poids total du tablier

- Calcul de sollicitations dûs aux poids propres :

On a $G = 265.66 \text{ KN/ml}$

- Le Moments fléchissant à ($x=L/2$):

$$M(L/2) = G \times (L^2/8) = 265.66 \times 34^2/8 = 38\,387.87 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant à ($x=0$) :

$$T = RA = RB = G \times L/2 = 265.66 \times 34/2 = 4516.22 \text{ KN}$$

IV.2.3. CHARGES D'EXPLOITATION

- ❖ SYSTEME DE CHARGE « A » :

$$A = a_1.a_2.A(L)$$

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \quad L : \text{la longueur chargée du tablier en (m). } L = 35 \text{ m.}$$

$$A(l) = 2.30 + 360 / (35+12) = 9.96 \text{ KN/m}^2$$

$a_2 = \frac{v_0}{v}$, v étant la largeur d'une voie = 3.67, $v_0 = 3.5$ (pont de classe 1).

$$a_2 = \frac{3.5}{3.67} = 0.95.$$

a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

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

Tableau.IV.6 : coefficient a_1

Nombre de voies	$A(l) \text{ (KN/m}^2\text{)}$	a_1	a_2	Largeur de voie (m)	$A(l) \text{ (KN/ml)}$
1	9.96	1	0.95	3.67	34.73
2	9.96	1	0.95	7.33	69.36
3	9.96	0.9	0.95	11.00	94.12

Tableau IV.7 : Valeurs de la charge $A(l)$

- ❖ SYSTEME DE CHARGE « B » :

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont :

- Le système Bc se compose de camions types (300KN).

- Le système Br se compose d'une roue isolée (10KN).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems

• Système BC :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

Charge totale 300 KN
 Charge portée par chacun des essieux arrière.....120 KN
 Charge portée par l'essieu avant60 KN
 Longueur d'encombrement10,50 m
 Largeur d'encombrement.....2,50 m
 Distance des essieux arrière1,50 m
 Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière.....4,50 m
 Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....2 m
 Surface d'impact d'une roue arrière : carre de 0,25 m de cote.
 Surface d'impact d'une roue avant : carre de 0,20 m de cote.

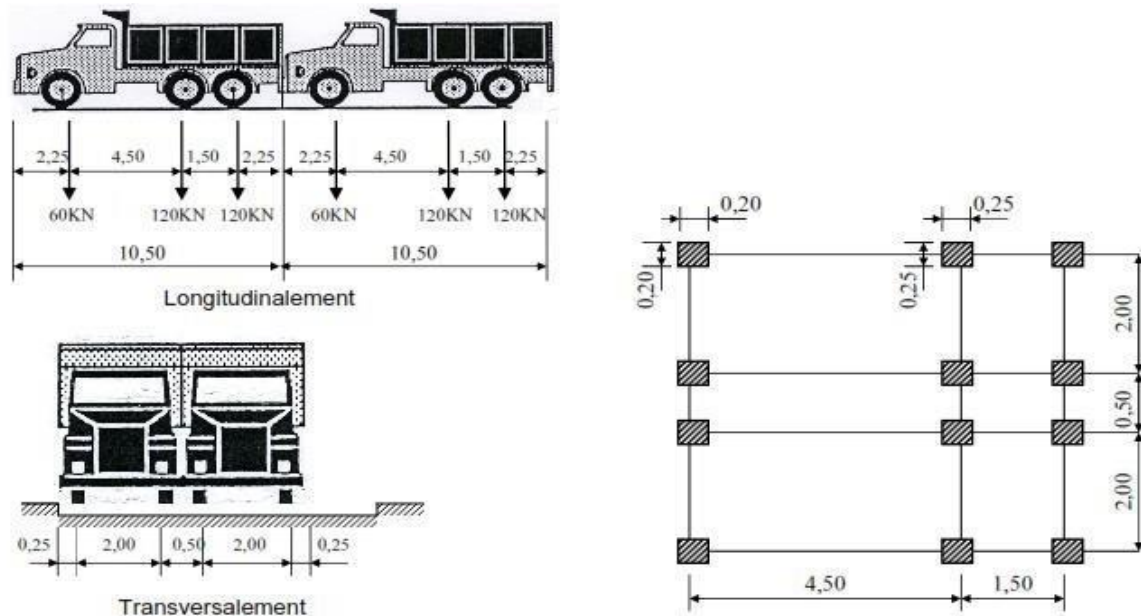


Figure IV.2 : Système de chargement Bc

Longitudinalement : le nombre de camions est limité à deux

Transversalement : autant de convois que de voies

On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système BC prise en compte son multiplié par le coefficient bc.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	/	/	/
3	1	0.8	/	/	/

Tableau IV.8 : Valeurs de bc

N° des voies	Bc (KN)	bc	Bc x bc (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

Tableau IV.9 : les valeurs de la charge bc

• Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 kilos Newtons. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m. le rectangle d'impact de la roue Br disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur routable.

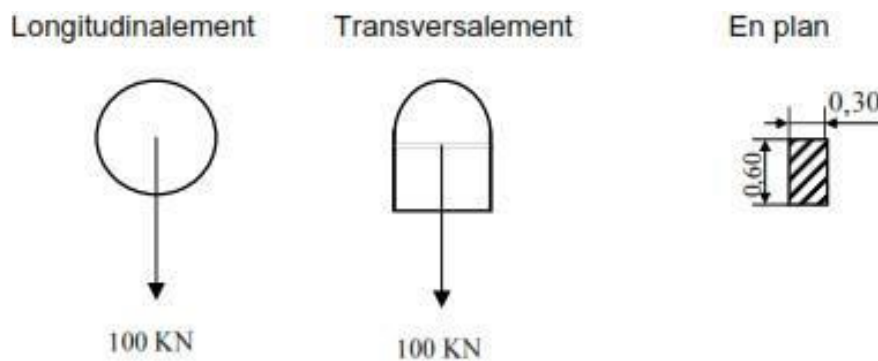


Figure IV.3 : Système de chargement Br

• Système Bt :

Un tandem du système Bt est applicable seulement sur la 1ère et 2-ème classe, il comporte deux essieux (2x160 KN), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

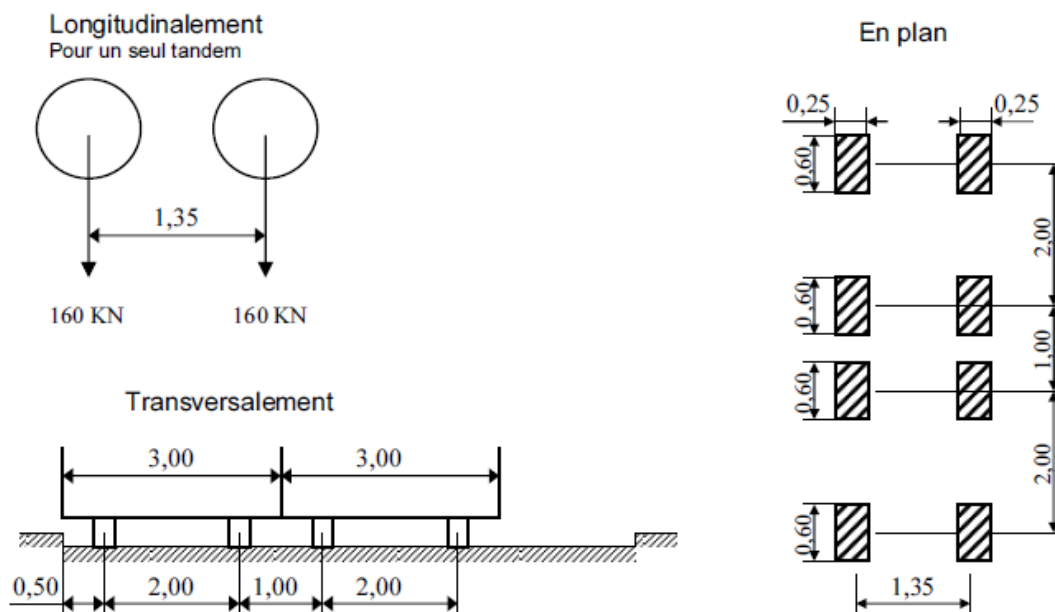


Figure IV.4 : Répartition du système de charge Bt.

CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Les valeurs des charges du système **Bt** prise en compte son multiplié par le coefficient **bt** :

Classe de pont	Bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Tableau IV.10 : les valeurs de coefficient bt

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

Tableau IV.11 : les valeurs de la charge bt

• CHARGES MILITAIRES MC 120

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10m
- Largeur d'une chenille : 1,00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m
- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : la distance entre deux convois est environ de **36,6 m** (distance entre axes des deux convois successifs)
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément charge.

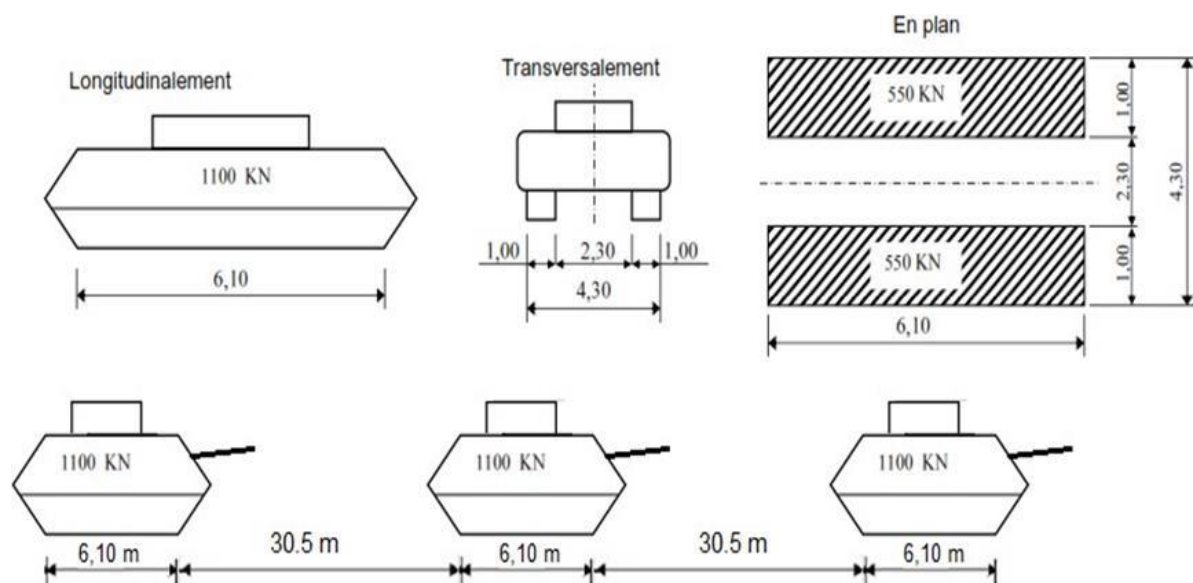


Figure IV.5 : Système Mc120

• CONVOI EXCEPTIONNEL D240

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

CHAPITRE IV. CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

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

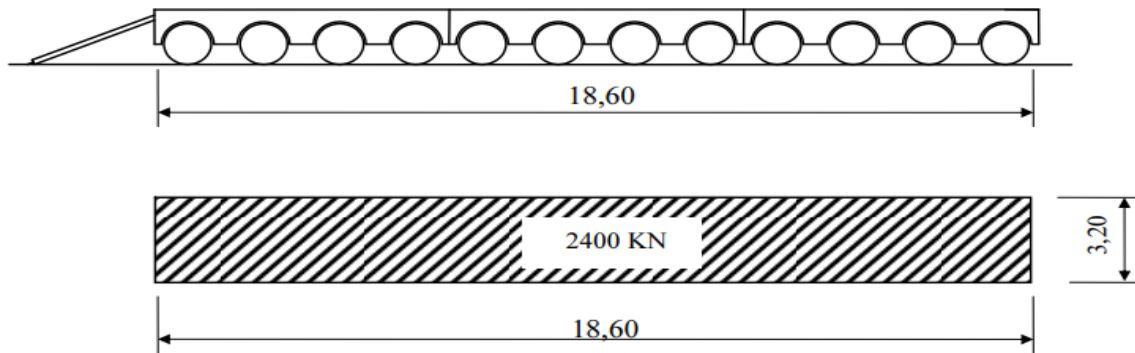


Figure IV.6 : Système de chargement D 240

- Coefficient de majoration dynamique

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

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Bc	35	9298.2	1710	1.076
Bt			768	1.062
Mc120			1100	1.067

Tableau IV.12 : les valeurs de Coefficient de majoration dynamique

Dans laquelle :

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

G : sa charge permanente.

S : la surcharge maximale correspondante (3 voies chargées).

- Efforts de Freinage

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A(l) est donné d'après le RCPR :

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

S : surface de chargement.

- Système de charge A(l)

N des voies	S (m2)	A(l) (kN/m2)	F (kN)
1	128.33	9.51	59.66
2	256.67	9.51	116.76
3	385.00	8.56	154.31

Tableau IV.13 : Les valeurs de la force de freinage de système de charge A(L)

- **Système de charge Bc**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge Bc est donné d'après le RCPR :

$$Fr(Bc)=BC$$

$$F_{BC} = 300 \text{ KN}$$

CHAPITRE V
CALCUL DES EFFORTS
LONGITUDINAUX

V.1. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT

V.1.1. Moment fléchissant dû au poids propre

$$Q = 261.4 \text{ KN/ml}$$

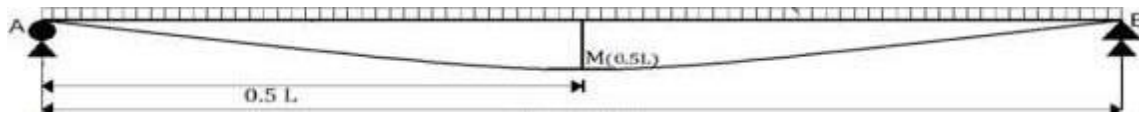


Figure V.1 : Coupe longitudinale de la poutre

Les équations des efforts internes dus à une charge répartie uniformément s'écrivent comme suit :

On a : $Q = 261.4 \text{ N/ml}$

Puisque le moment maximum se produit à mi travée $x = L/2$ notre équation devient :

$$M(x) = q \cdot x/2 - qx^2/2$$

A mi-travée :

$$M(L/2) = M_{\max} = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{261.4 \times 34^2}{8} = 37\,772.3 \text{ KN.m}$$

V.1.2. Moment fléchissant dû aux systèmes de surcharges routières

➤ Surcharge A(L)

$$Q = 94,12 \text{ KN/ml}$$

$$M(x) = Q \cdot x/2 + Q \cdot x^2/2$$

Pour $x=L/2$: $M_{\max} = \frac{Q \times L^2}{8}$

$$M(L/2) = QL^2/8 \text{ Moment revenant à chaque poutre :}$$

$$M_r = M/n ; (n : \text{nombre des poutres})$$

Nombre des voies	A(l) (KN/ml)	MA(l) (x=L/2) (KN.m)	Moment revenant à chaque poutre (KN.m)
1	34,86	5037.27	719.58
2	69,72	10074.54	1439.22
3	94,12	13600.34	1942.91

Tableau V.1 : les moments dus au surcharge A(l).

• Théorème de barre :

Le moment fléchissant est maximum ou droit d'un essieu de telle façon que cet essieu est la résultante de convoi de trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

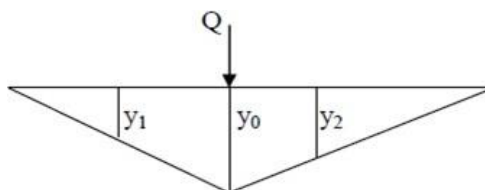


Figure V.2 : les ordonnées

Pour $x = L/2$

➤ Sous surcharge Bc

Position de la résultante (R) du convoi $R = 600$ KN.

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

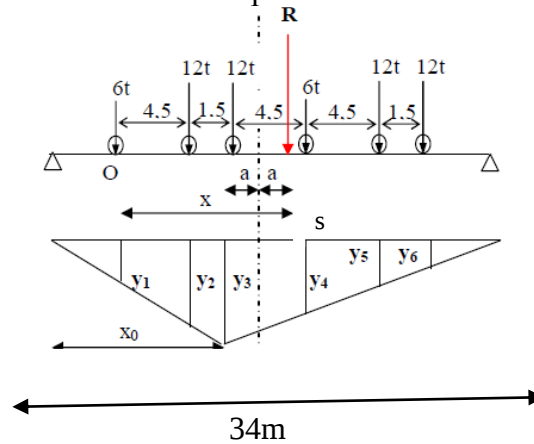


Figure V.3 : Ligne d'influence pour charge Bc 1er cas La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

On a : $X_{R/O} = \sum_{i=1}^n \frac{P_i \times X_i}{P_i}$ Telle que : $\sum P_i = R = 5P$

$$X_{R/O} = \frac{P \times 4.5 + P \times 6 + (P/2) \times 10.5 + P \times 15 + P \times 16.5}{5 \times P} = 9.45 \text{ m}$$

$$2a = 9.45 - 6 = 3.45 \text{ m}$$

$$a = 1.725 \text{ m}$$

Calcul des réactions R_A et R_B :

On a :

$$R_A + R_B = 5P \dots (1)$$

$$\sum M/B = 0 \dots (2)$$

$$36 \times R_A = 26.775 \times P + 25.275 \times P + 20.775 \times (P/2) + 16.275 \times P + 14.775 \times P + 10.275 \times (P/2)$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 2.74 \times P \text{ (unité de P).}$$

$$R_B = 2.26 \times P \text{ (unité de P).}$$

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse (point S) :

$$M/S = 19.275 \times R_A - 10.5 \times P - 9 \times P - 4.5 \times (P/2)$$

$$M/S = 31.06 \times P \text{ (unité de P.m)}$$

$$M_{\max} = M/S \times bc \times \delta bc$$

Voie chargée	P [KN]	M/S [KN.m]	bc	δbc	Mmax [KN.m]
1	120	3727.2	1.2	1.061	4745.47
2	240	7454.4	1.1	1.071	8782.02
3	360	11181.6	0.95	1.076	11429.83

Tableau V.2 : Récapitulatif du moment dû à la surcharge Bc.

➤ Sous surcharge Bt

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse (Point S) :

Un seul cas se présente pour la position de la résultante des convois par rapport à l'axe de symétrie.

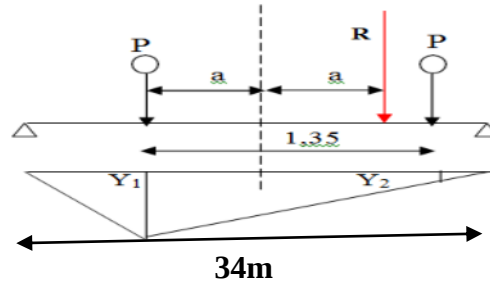


Figure V.4 : Ligne d'influence pour surcharge Bt

$$X_{R/O} = \sum_{i=1}^n \frac{P_i \times X_i}{P_i}$$

$$X_{R/O} = \frac{1.35 \times P}{2 \times P} = 0.675 \text{ m}$$

$$a = \frac{0.675}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

$$R_A + R_B = 2P \dots (1)$$

$$\Sigma M/B = 0 \dots (2)$$

$$36 \times R_A = 19.0125 \times P + 17.6625 \times P$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 1.02P \text{ (unité de P)}$$

$$R_B = 0.98P \text{ (unité de P)}$$

$$M/S = 17.6625 \times R_B = 17.30 \times P \text{ (unité de P.m)}$$

$$M_{\max} = M/S \times bt \times \delta bt$$

Voie chargée	P [KN]	M/S [KN.m]	bt	δBt	Mmax[KN.m]
1	160	2768	1.2	1.062	3527.53
2-3	320	5536	1.2	1.062	7055.08

Tableau V.3 : Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt.

➤ Système Mc120

Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie

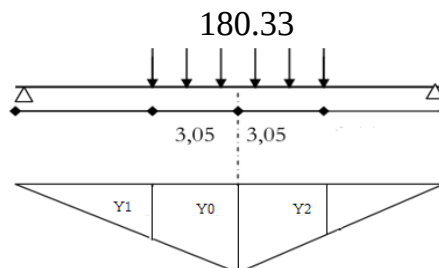


Figure V.5 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120

$$R_A + R_B = 1100 \dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0 \dots (2)$$

$$36 \times R_B = 6.1 \times 180.33 \times 18$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 550 \text{ KN et } R_B = 550 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 18 - 180.33 \times 3.05 \times 1.525$$

$$M_{x=0.5L} = 9061.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M_{x=0.2L} \times \delta M_{c120} = 9061.24 \times 1.06724$$

$$M_{\max} = \mathbf{9670.51 \text{ KN.m}}$$

➤ Système D240

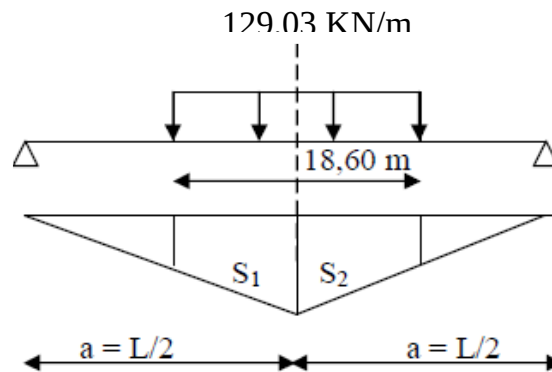


Figure V.6 : Ligne d'influence pour système D240

$$R_A + R_B = 2400 \dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0 \dots (2)$$

$$36 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 18$$

De (1) et (2) ont conclu

$$R_A = 1200 \text{ KN et } R_B = 1200 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 18 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$$

$$M_{x=0.5L} = \mathbf{16020.09 \text{ KN.m}}$$

V.2.CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS :

V.2.1.Efforts tranchants dus aux poids propres

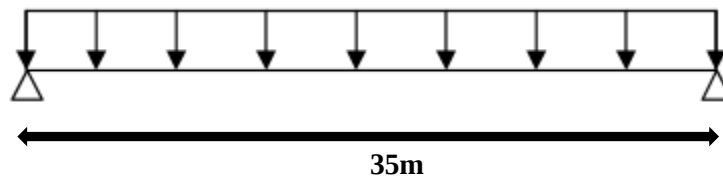


Figure V.7 : Charge uniformément répartie due au poids propre

$$\text{Culée : } R_G = \frac{Q \times L}{2} = 4574.5 \text{ KN}$$

$$\text{Pile : } R_G = \frac{Q \times L}{2} \times 2 = 9149.0 \text{ KN}$$

V.2.2.Effort tranchant dû aux surcharges :

➤ Sous surcharges A (l)

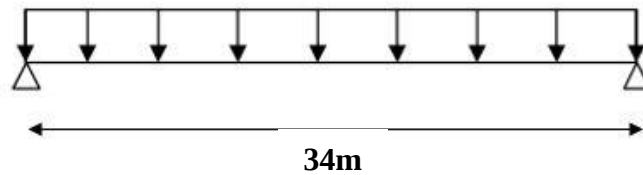


Figure V.8 : Charge due à A(l)

➤ Une travée chargée :

$$T_x=0=\frac{A(l)\times L}{2}$$

Voie chargée	A(L)	T _x =0.5L [KN]
1	34,86	610.05
2	69,72	1220.1
3	94,12	1647.1

Tableau V.4 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la surcharge A(l)

➤ Deux travées chargées :

$$T_x=0=\frac{A(l)\times L}{2} \times 2$$

Voie chargée	A(L)	T _x =0.5L [KN]
1	23.42	819.7
2	46.83	1639.05
3	63.22	2212.7

Tableau V.5 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la surcharge A(l)

Culée : RA(l) = 1830,07 KN

Pile : RA(l) = 2458,66 KN

➤ Sous surcharges Bc:

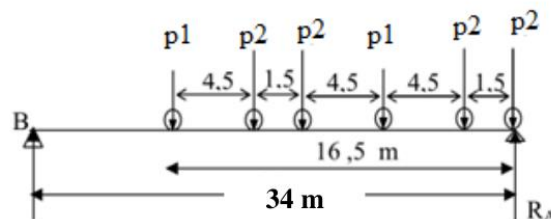


Figure V.9 : Charge due à Bc

Culée :

Charge Q(KN)	120	120	60	120	120	60
La position Xi(m)	34	32.5	28	23.5	22	17.5

Tableau V.6 : coordonnées, charges

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \times 34 = (120 \times 34 - 120 \times 32,5 - 60 \times 28 - 120 \times 23,5 - 120 \times 22 - 60 \times 17,5) = 0$$

$$T_0 = R_A = \frac{\Sigma Q_i \times X_i}{34} = 475,59 \text{ KN. } R_B = 124,41 \text{ KN}$$

$$\text{Une voie chargée : } T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{bc} = 475,59 \times 1,2 \times 1,29 = 736,21 \text{ KN}$$

$$02 \text{ voies chargées : } T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{bc} = 2 \times 475,59 \times 1,1 \times 1,18 = 1234,63 \text{ KN}$$

$$03 \text{ voies chargées : } T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{bc} = 3 \times 475,59 \times 0,95 \times 1,02 = 1382,54 \text{ KN}$$

Pile :

Charge Q(KN)	60	120	120	60	120	120
La position Xi(m)	28	32.5	34	30.6	26.2	24.7

Tableau V.7 : coordonnées, charges

$$T_0 = R = \frac{\Sigma Q_i \times X_i}{34} = 517,94 \text{ KN}$$

$$\text{Une voie chargée : } T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{bc} = 517,94 \times 1,2 \times 1,29 = 801,81 \text{ KN}$$

$$02 \text{ voies chargées : } T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{bc} = 2 \times 517,94 \times 1,1 \times 1,18 = 1344,65 \text{ KN}$$

$$03 \text{ voies chargées : } T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{bc} = 3 \times 517,94 \times 0,95 \times 1,02 = 1505,73 \text{ KN}$$

➤ **Sous surcharges Bt :**

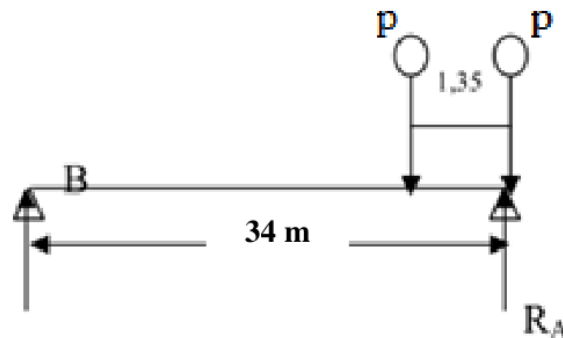


Figure V.10 : Charges dues à la surcharge Bt

- $\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_A - 160 \times 34 - 160 \times 32,65 = 0$
- $R_A = 313,65 \text{ KN } R_B = 6,35 \text{ KN}$
- Un tandem : $T_{\max} = T_0 \times b_t \times \delta_{bt} = 313,65 \times 1,2 \times 1,27 = 477,01 \text{ KN}$
- Deux tandems : $T_{\max} = 2T_0 \times b_c \times \delta_{bc} = 2 \times 313,65 \times 1,2 \times 1,27 = 954,02 \text{ KN}$

Sous surcharges MC120

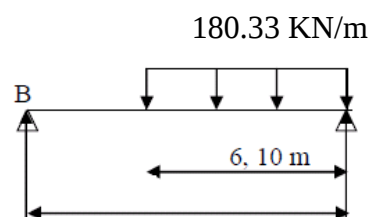


Figure V.11 : Charges dues à la surcharge MC120

Culée :

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_A - 180,33 \times 6,10 (34 - 3,05 - 0,5) = 0$$

$$R_A = 1017,51 \text{ KN}$$

$$\delta_{mc120} = 1,066$$

$$\text{Culée : } R_{Mc120} = 1085,91 \text{ KN.}$$

Pile :

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_A - 180,33 \times 6,10 (34 - (3,05/2) - (1,2/2)) = 0$$

$$\delta_{mc120} = 1,066$$

$$\text{Pile : } R_{Mc120} = 1337,11 \text{ KN.}$$

➤ Sous surcharges D240

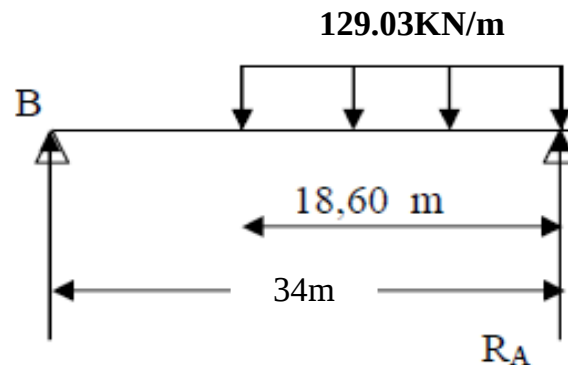


Figure V.12 : Charges dues à la surcharge D240

Culée :

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_B - 129,03 \times 18,60 \times (34,0 - 9,3 - 0,5) = 0$$

$$R_B = 1778,82 \text{ K}$$

$$\bullet \text{ Culée : } R = 1778,42 \text{ KN}$$

Pile :

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_B - 129,03 \times 18,60 \times (34,0 - 9,3/2 - 1,2/2) = 0$$

$$\bullet \text{ Pile : } R = 2134,24 \text{ KN}$$

➤ Surcharges sur trottoir

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Culée : } R = 52,50 \text{ KN}$$

$$\text{Pile : } R = 105,00 \text{ KN}$$

➤ **Tableau récapitulatif :**

Charge	Culée	Pile
R_g (KN)	4574.5	9149.0
R_(Al) (KN)	1830.07	2458,66
R_{Bc} (KN)	1642.80	1786,05
R_{Mc120} (KN)	1085.91	1337,11
R_{D240} (KN)	1778.82	2134,24
R_{ST} (KN)	52.50	105,00

Tableau V.8 : Les réactions des charges, surcharges

CHAPITRE VI

Modélisation

VI .1.Modélisation de l'ouvrage

Notre objectif en modélisation est de créer une approximation du comportement de l'ouvrage dans diverses conditions. Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel Autodesk ROBOT Structural 2018, qui nous a permis d'engager dans la modélisation par éléments finis pour notre projet.

VI.2.Etapes de modélisation :

1. Définition des éléments

- Choix des unités, normes et matériaux utilisés.
- Importation des différentes sections.
- Définition des lignes de construction.
- Définition des poutres et entretoise comme élément barre.
- Définition de la dalle comme élément panneau.
- Définition des appuis.

Modélisation des éléments de la structure

➤ Poutre :

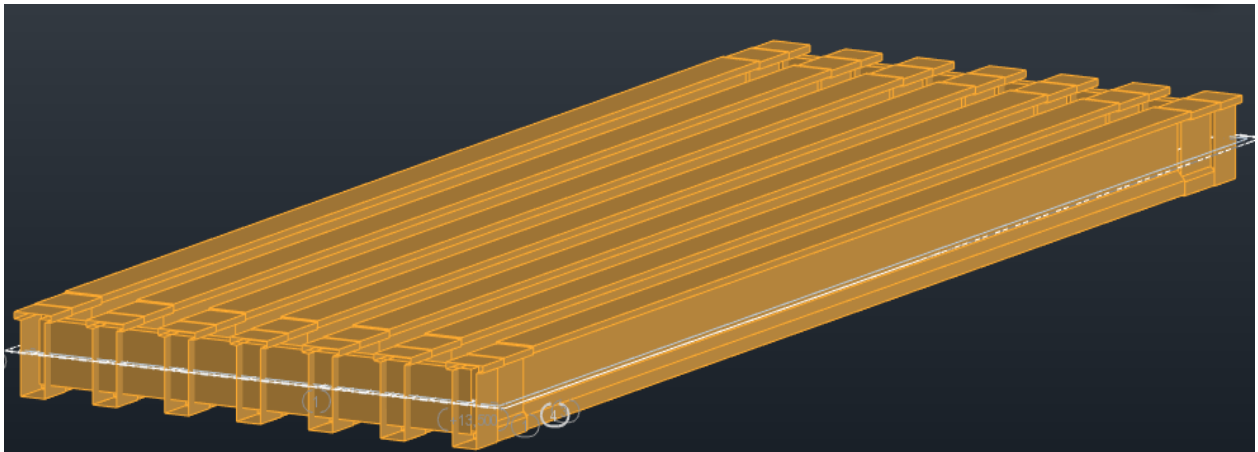


Figure VI.1 : Modélisation des poutres + entretoise

➤ L'hourdis :

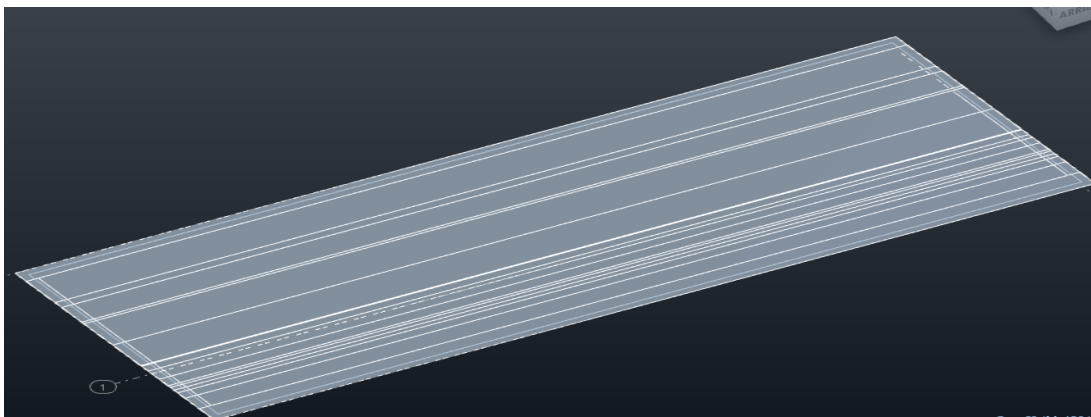


Figure VI.2 : Modélisation de l'hourdis.

➤ Appuis :

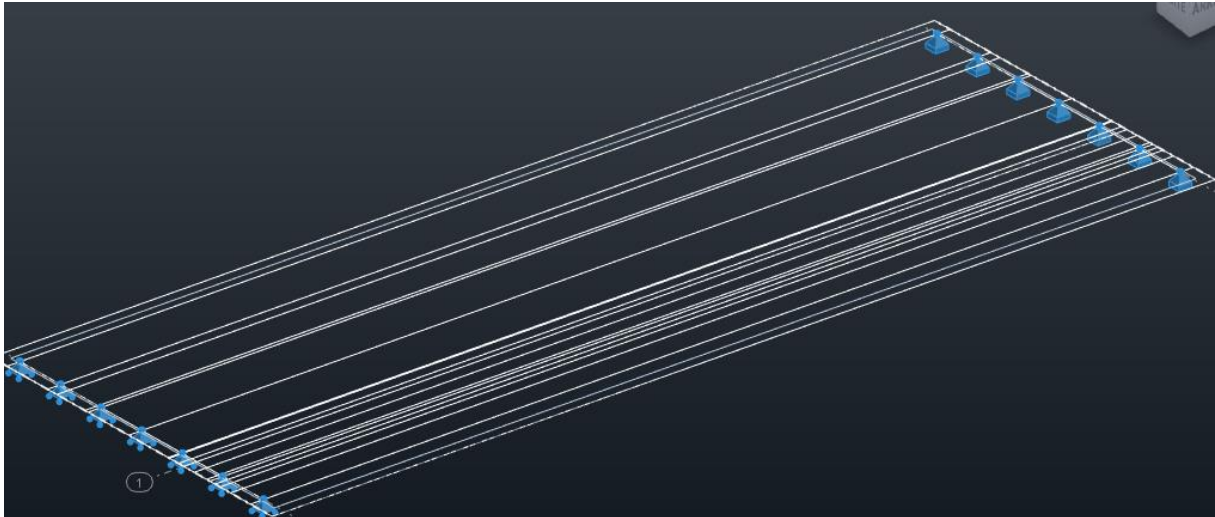


Figure VI.3 : Modélisation des appuis.

2. Affectation des charges et surcharges

L'affectation des charges permanentes CCP comprend :

- Poids des revêtements
- Poids des corniches
- Poids du garde-corps et de la glissière de sécurité.

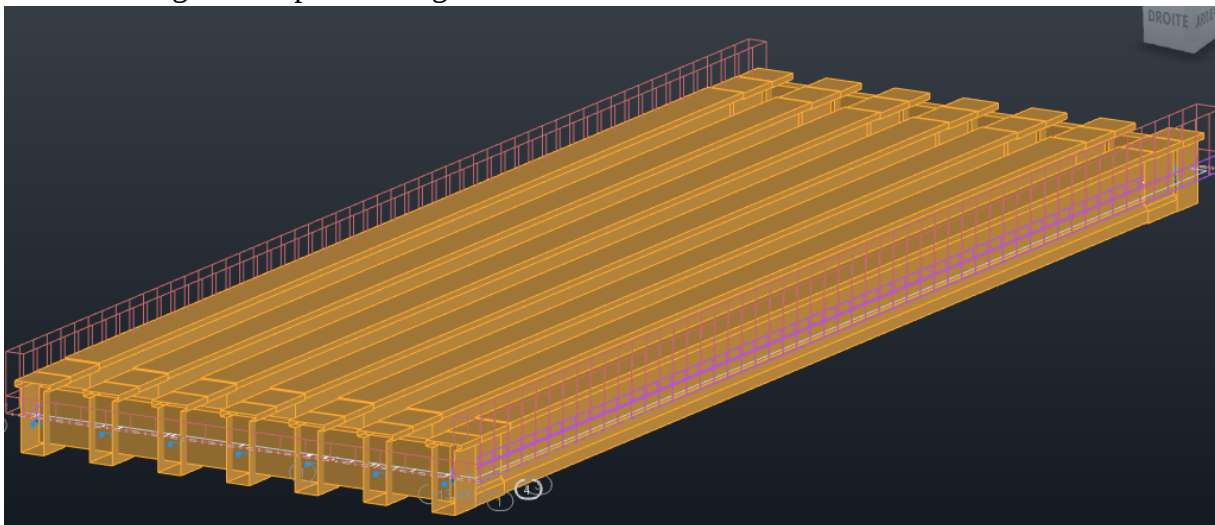


Figure VI.4 : Affectation des charges permanentes CCP.

Les autres charges sont appliquées comme suit :

- **Surcharges A(l) :**

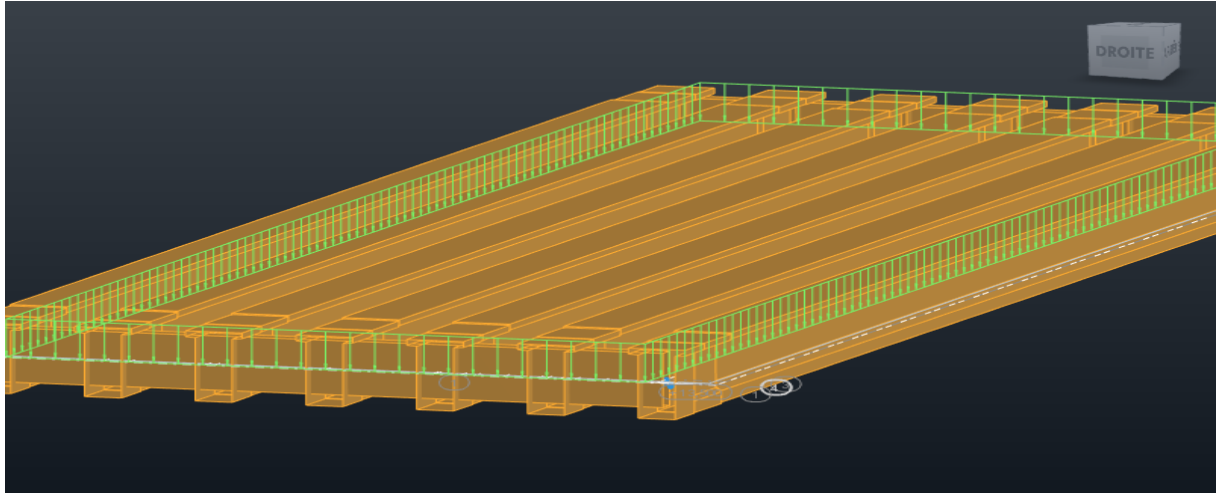


Figure VI.5 : Affectation des charges type A.

- **Les charges mobiles (Bc, Bt, MC120, D240) :**

Les charges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les charges sont représentées dans les figures ci- dessous :

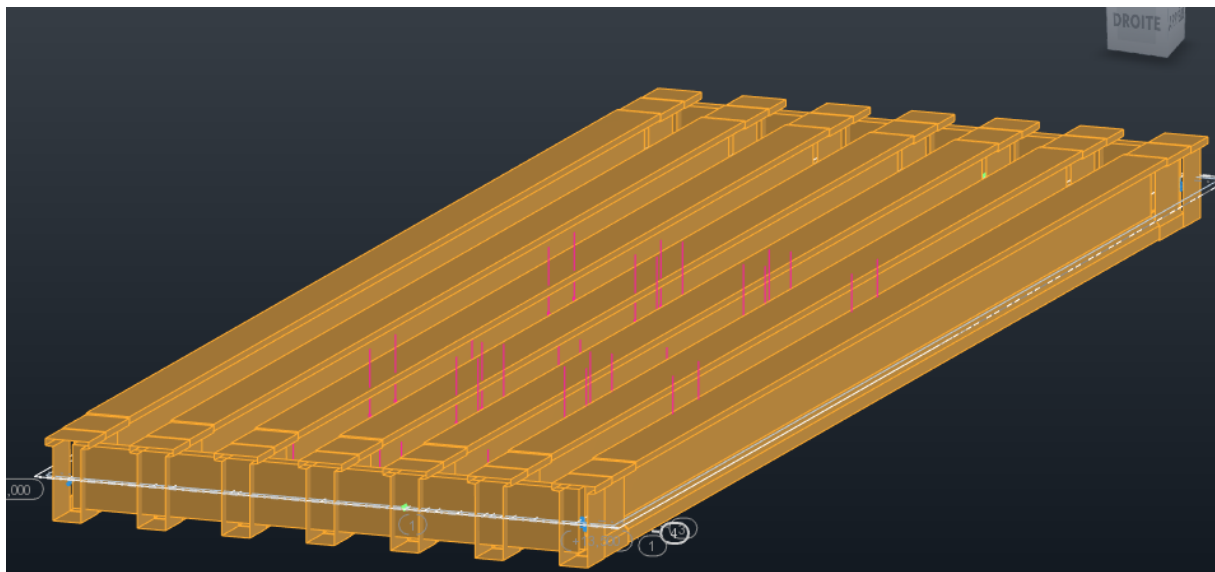


Figure VI.6 : Affectation des charges type Bc.

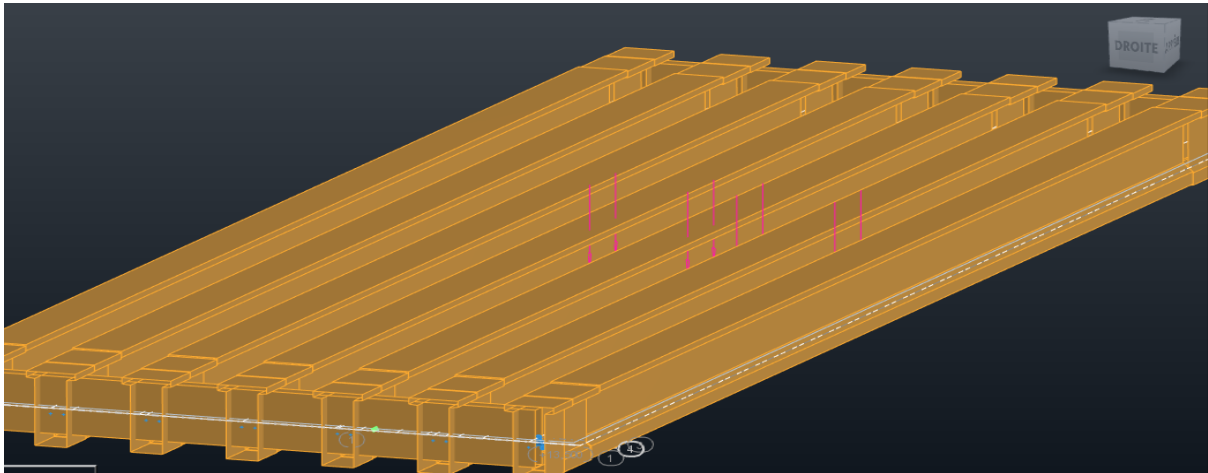


Figure VI.7 : Affectation des charges type Bt.

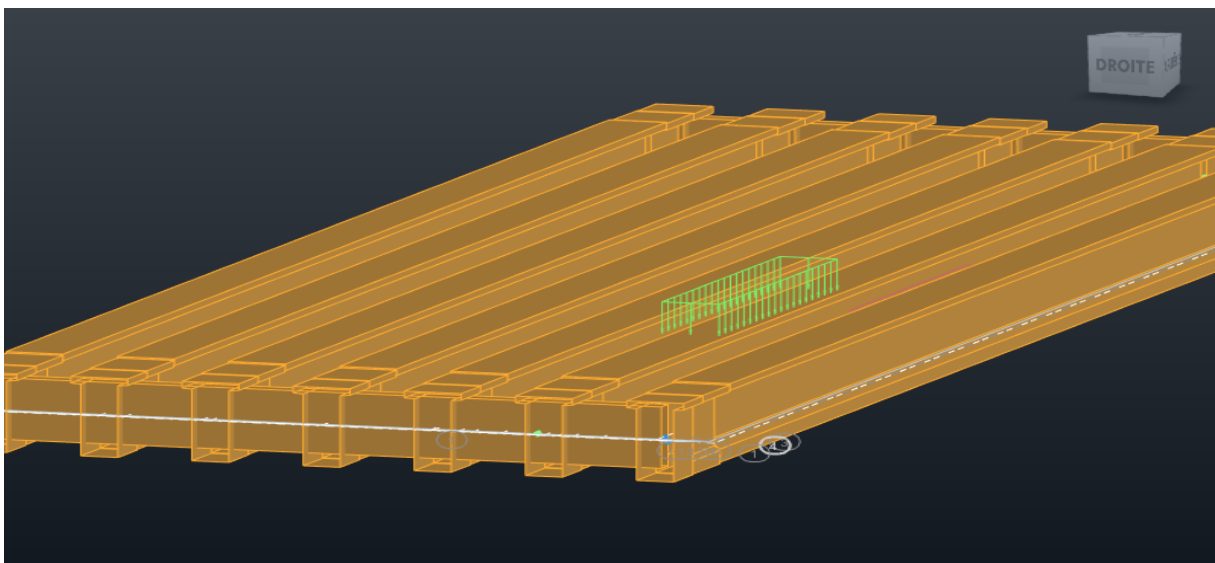


Figure VI.8 : Affectation des charges type Mc120.

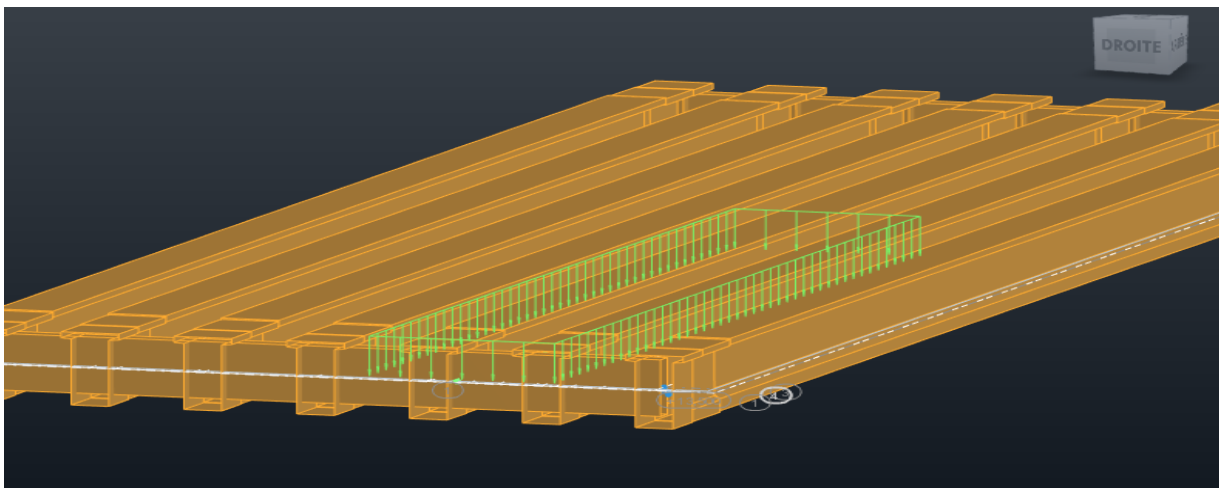


Figure VI.9 : Affectation des charges type D240.

3. Définition des combinaisons de charges

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter l'ouvrage

Etats	Combinaison
ELU	$1,35G + 1,6 (A + St)$
	$1,35G + 1,6 (Bc + St)$
	$1,35G + 1,35D240$
	$1,35G + 1,35Mc120$
ELS	$G + 1,2 (A + St)$
	$G + 1,2 (Bc + St)$
	$G + D240$
	$G + Mc120$

Tableau VI.1 : Combinaison d'actions

VI.3. Résultats

➤ Moment et effort tranchant à l'ELU

L'effort tranchant et le moment fléchissant maximal sont obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime :

L'ELU : $1,35 G + 1,35D240$

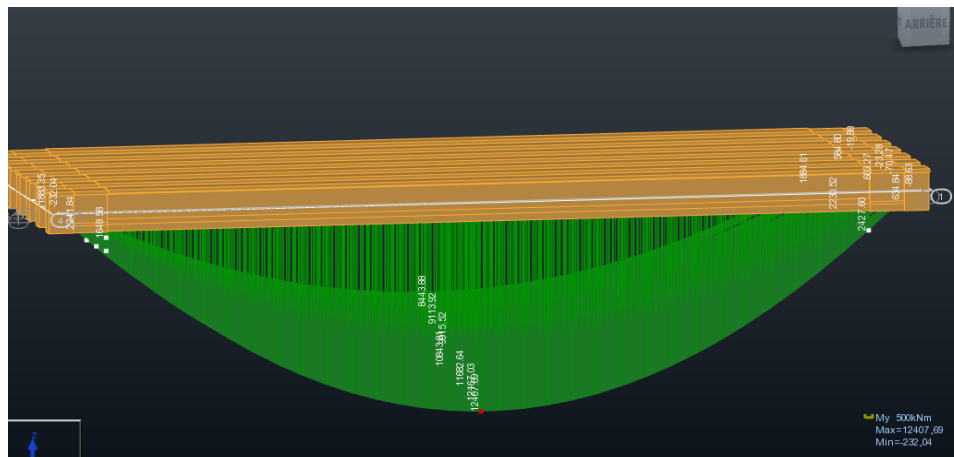


Figure VI.10 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à l'ELU.

$M_{max, u} = 12407.69 \text{ KN.m}$

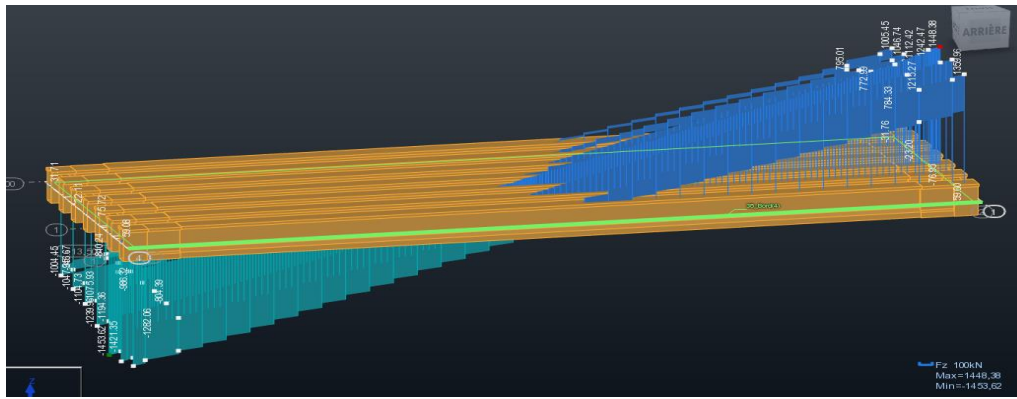


Figure VI.11 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à l'ELU.

$$T_{\max, u} = 1448.38 \quad \text{KN}$$

➤ **Moment et effort tranchant à l'ELS**

L'effort tranchant et le moment fléchissant maximal obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite service :

L'ELS : G +D240

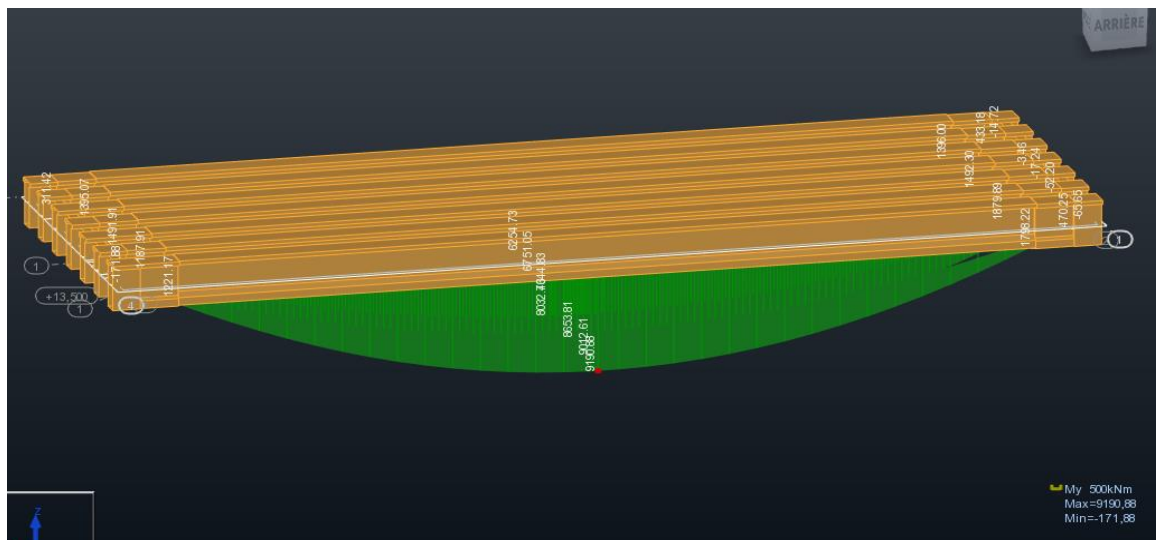


Figure VI.12 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à l'ELS.

$$M_{\max, s} = 9190.88 \quad \text{KN.m}$$

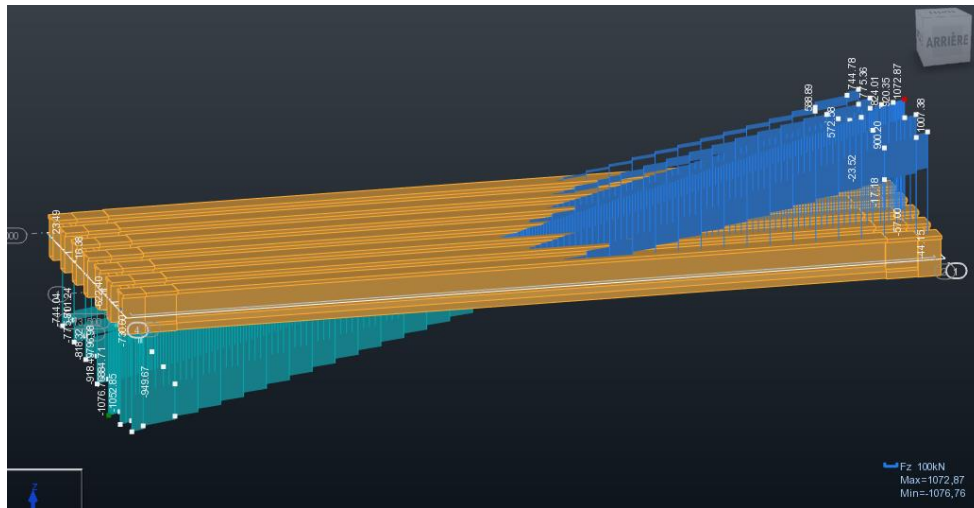


Figure VI.13 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à l'ELS.

$$T_{\max, s} = 1072.87 \text{ KN}$$

VI.4. Récapitulation de la modélisation :

Chargement		Section	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
		Efforts				
G		M (t.m)	0	362.80	478.33	508.68
		T (t)	61.51	33.08	17.91	0
A(I)	ELU	M (t.m)	0	693.89	875.20	934.68
		T (t)	111.32	57.22	32.27	0
	ELS	M (t.m)	0	521.14	637.75	699.8
		T (t)	83.30	44.82	24.38	0
Bc	ELU	M (t.m)	0	687.99	849.30	906.47
		T (t)	121.01	68.71	42.90	0
	ELS	M (t.m)	0	516.65	618.26	678.74
		T (t)	90.61	30.44	9.83	0
Bt	ELU	M (t.m)	0	665.31	798.85	863.39
		T (t)	114.44	63.15	42.22	0
	ELS	M (t.m)	0	499.19	595.39	645.96
		T (t)	85.60	46.82	32.32	0
Mc120	ELU	M (t.m)	0	682.56	855.89	913.75
		T (t)	116.93	64.32	43.25	0
	ELS	M (t.m)	0	512.83	639.38	681.88
		T (t)	86.98	50.57	32.28	0
D240	ELU	M (t.m)	0	759.52	946.65	997.96
		T (t)	127.20	74.13	38.37	0
	ELS	M (t.m)	0	567.84	687.46	751.96
		T (t)	94.83	79.36	33.65	0

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des valeurs de T et M sous les différents charges et surcharges à l'ELU et à l'ELS

VI.5.Conclusion

A partir des résultats de la modélisation, on constate que la poutre la plus sollicitée dans notre pont est la poutre 3.

CHAPITRE VII
ETUDE DE
LA PRECONTRAINTE

VII.1.Introduction

La précontrainte a pour but d'appliquer des contraintes de compression permanentes au béton afin de compenser les forces de traction qui seront appliquées à la structure.

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités : Précontrainte par pré tension. Et post tension.

Dans ce chapitre nous abordons les étapes de l'étude précontrainte pour un pont à poutre en poste tension

VII.2. Données de calcul

➤ Caractéristiques des sections

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle
B (m²)	1.23	1.71	0.74	1.22
v' (m)	0.94	1.22	0.89	1.30
v (m)	0.86	0.83	0.91	0.75
I_G (m⁴)	0.35	0.76	0.29	0.60
I² (m²)	0.28	0.68	0.39	0.49
ρ	0.35	0.67	0.48	0.50

Tableau VII.1 : Les caractéristiques géométriques.

➤ Caractéristiques des câbles 12T15

câble	Nombre des torons	Surface d'un toron	f _{prg} (MPa)	f _{peg} (MPa)	Diamètre de la gaine(m)
T15s	13	150 mm²	1860 MPa	1674 MPa	0,08 m

Tableau VII.2 : Caractéristiques mécaniques des armatures actives.

➤ Résultats Logiciel

M_{gp} (MN.m)	2.84
MM (MN.m)	9.21
Mm (MN.m)	6.08

Tableau VII.3 : Valeurs de moments sous le poids propre d'une poutre seul et les moments max et min

VII.3 Dimensionnement de la précontrainte

VII.3.1 Valeur minimale de la précontrainte en service

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}$$



Section sous-critique.

$$P_{II} = \frac{M_m + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'} \longrightarrow \text{Section sur critique.}$$

B : Son aire ;

v et **v'** : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes (**v** + **v'** = **h**) ;

I : Son moment d'inertie par rapport à **Gz** ;

ρ : Son rendement géométrique ;

Mg : Moment de poids propre ;

M'g : Moment dû aux charges permanentes additionnelles ;

Mq : Moment généré par les actions variables de toutes natures. **Mq** moments généré par les actions variables de toutes natures ;

Selon le cas de charge considéré, **M** varie ente :

- Une valeur minimale : **Mm** = **Mg** + **M'g** + **Mmq**

- Une valeur maximale : **MM** = **Mg** + **M'g** + **MMq**

Posons : **ΔM** = **MM** - **Mm** = **MMq** - **Mmq**

σ_{bt1}, **σ_{bt2}** : Sont des contraintes limites de traction.

: Est la contrainte limite de compression.

σ_{bt2}	-2.70 MPa	PI	3.03 MN
σ_{bt1}	-4.05 MPa	PII	6.25 MN
d'	0.21 m	P_{MIN}	6.25 MN

Tableau VIII.4 : Calcul de **P_{MIN}**

VIII.3.2 Détermination du nombre de câble

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{0,75P_0}$$

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15s peut créer, **P₀** est estimé à 25 % de pertes.

P₀ = min {(0,8 x **f_{prg}** x **A_p**) ; (0,9 x **f_{peg}** x **A_p**)}

ΔP₀ =	25	%	n = 3
P₀ =	2.90	MN	
n ≥	2.87	Câble	

Tableau VIII.3 : Détermination du nombre de câble

VII.3.3. Pré-vérification des contraintes

La vérification a x= L/2, se fait selon les quatre phases suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ Si } j < 28 \text{ j. Selon BAEL99}$$

$$\overline{\sigma_{bcj}} = 0,6 \times f_{cj}, \text{ en construction ;}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = -1,5 \times f_{tj}, \text{ Hors section d'enrobage - en construction ;}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 0,7 \times f_{tj}, \text{ Section d'enrobage - en construction ;}$$

En service (combinaisons rares) :

$$\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc} \text{ fibre supérieure.}$$

$\sigma_{bt2} = -f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc}$ fibre inferieure.

En réalisation :

$\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc}$ fibre supérieure.

$\sigma_{bt2} = -0.7f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc}$ fibre inferieure

Avec :

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

	Phase 1 (Après 7 jours)	Phase 2 (Après 28 jours)	Phase 3 (Après coulage de la dalle)	Phase 4 (En service)
fcj (MPa)	23.18	35	35	35
ftj (MPa)	1.99	2.70	2.70	2.70
σ_{bt2} (MPa)	-1.39	-1.89	-1.89	-2.70
σ_{bt1} (MPa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{bc} (MPa)	13.91	21	21	21
ΔP %	5	10	15	25
Nombre des câbles	3	3	3	3

Tableau VII.5 : récapitulatif des contraintes admissibles

lg (m₄)	B (m₂)	v(m)	v'(m)
0.29	0.74	0.91	0.89
0.29	0.74	0.91	0.89
0.6	1.22	0.75	1.3
0.60	1.22	0.7	1.30

Tableau VII.6 : Données géométrique dans chaque phase.

Phase	e0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Observation
Phase 1	0.69	2.84	4.13	5.60	5.58	Contrainte vérifié
Phase 2	0.69	2.84	7.83	2.64	18.36	Contrainte vérifié
Phase 3	1.10	5.10	7.40	2.31	12.57	Contrainte vérifié
Phase 4	1.10	9.21	6.53	7.75	0.89	Contrainte vérifié

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes.

VII.3.4. Tracé et disposition constructif des câbles de précontrainte

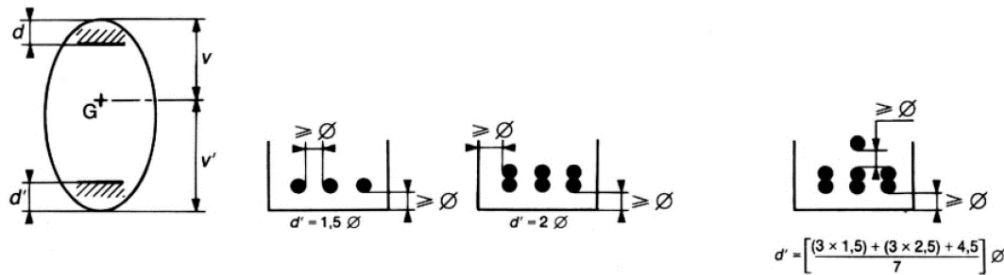


Figure VII.1 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte

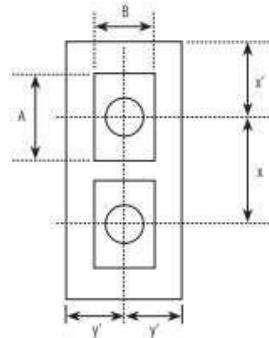
Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable :

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

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

Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au $x = l/2$, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.

Pour $x=0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage. On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 250 \times 210\text{mm}^2$; $X = 30\text{ cm}$



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kcn (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

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30\text{ (mm)}$
- $y \geq B + 30\text{ (mm)}$
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0,85 a$
- $y \geq 0,85 b$
- $x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10\text{ (mm)}$
- $y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10\text{ (mm)}$

Distances a et b

Unités	$a = b\text{ (mm)}$		
	$f_{cm}\text{ (MPa)}$		
	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

Figure VII.2 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage

Pour $x=0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage. On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 250 \times 210 \text{ mm}^2$; $X = 30 \text{ cm}$.

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

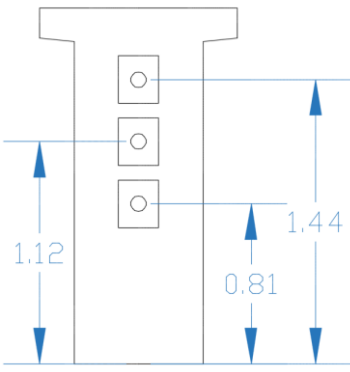
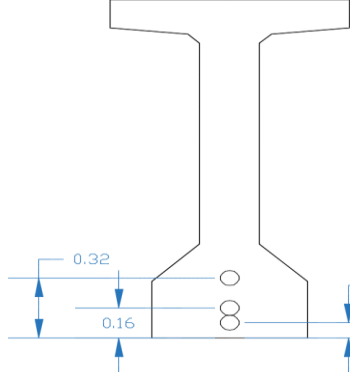
	$X=0$		$X= L/2$	
	$Y_i \text{ (m)}$	Shéma (cm)	$Y_i \text{ (m)}$	Shéma (cm)
C3	0.75		0.12	
C2	1.1		0.2	
C1	1.45		0.36	
nlit	1		1	

Tableau VII.8 : Tracé des câbles

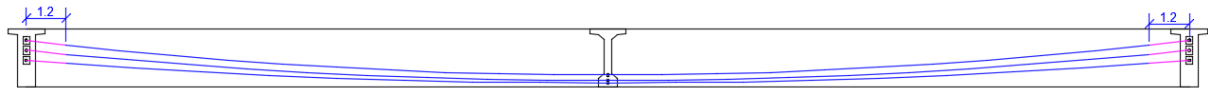


Figure VII.3 : Tracé des câbles avec un alignement droit de 1,2 m à partir de l'encrage

VII.3.5.Détermination de l'angle de relevage :

L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

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

Ou L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{\text{opt}} = \text{Arcsin}\left(\frac{V_m + V_m}{2 \times P}\right)$$

Telle que :

V_m : Effort tranchant en charge sous combinaison (G+1.2BC3) ;

$V_m = 1.03 \text{ MN}$.

V_m : Effort tranchant à vide sous combinaison (G) ;

$V_m = 0.735 \text{ MN}$.

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

τ : Contrainte tangentielle limite en ELS :

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3}\right)}$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre normale :

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

$B_n(P+D)$: Surface nette de la section about + dalle

$$B_{n(P+D)} = B_{(P+D)} - n\left(\pi \frac{\phi^2}{4}\right)$$

b_n : Largeur net de la section d'about

$$b_n = b_{\text{about}} - (n \times \phi)$$

n : Nombre de gaine par lit.

Ø : Diamètre de la gaine.

bn	Bn	P	σ_x	$\bar{\tau}$	$\bar{V}$
0.57	1.69	6.53	3.85	2.66	2.49

Tableau VII.9 : Valeurs des paramètres de calcul de l'angle de relevage.

D'où : $-12.92 \leq \alpha \leq 29.601$

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0.12	x=1	x=17.5			
C1	34	4.56	0.75	0.67	0.12	0.97	262.61	0.065
C2	34	6.02	1.1	0.99	0.2	0.79	181.87	0.093
C3	34	6.98	1.45	1.33	0.36	0.55	149.34	0.114

Tableau VII.10 : Valeurs des positions des câbles, les flèches et les rayons

VII.4. Calcul des pertes

Les pertes de la précontrainte sont divisées rangées sous deux catégories :

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

VII.4.1. Pertes de tension instantanées

VII.4.1.1 Pertes par frottement

Ce type de perte est donné par la relation selon le BPEL91 (article 3.311) :

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]})$$

σ_{p0} : La tension à l'origine.

e : La base des logarithmes népériens.

f : Coefficient de frottement en courbe $f = 0.18$

β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

$$\beta = 4 \times \frac{f'}{l^2}$$

f' : la flèche maximale (mesurée à mi-longueur).

φ : Coefficient de frottement en ligne (m^{-1}). $\varphi = 0.002 m^{-1}$

x : La distance de la section considérée (m).

N° câble	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy (%)
C1	0.065	0.047	67.82	74.43	5.00
C2	0.093	0.052	75.15		
C3	0.114	0.047	80.32		

Tableau VII.11 : Valeurs des pertes dues aux frottements

VII.4.1.2. Perte par recul d'encrage :

Ce type de perte est donné par la relation :

$$\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x)$$

Telle que :

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

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$$d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} K}}$$

E_p : Module de déformation longitudinale de l'acier.

g : Intensité du recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_p(0)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(L/2)$ (MPa)
C1	17.5	0.0027	16.95	134.49	0
C2	17.5	0.0030	16.08	141.75	0
C3	17.5	0.0032	15.54	146.68	0

Tableau VII.12 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

VII.4.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton

Ce type de perte est donné par la relation :

$$\sigma_e = \frac{1 E_p}{2 E_{ij}} \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_g} - \frac{M_p \times e}{I_g}$$

σ_{bj} : contrainte parabole du béton.

P : Effort de précontrainte, $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi Moy})$.

A_p : Section du câble de précontrainte s.

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : Excentricité moyenne des câbles.

M_p : Moment du au poids propre de la poutre.

I_g : Moment d'inertie de section médiane seule.

M_p (MN.m)	2.84
e (m)	0.87
B (m)	0.74
I_g (m ⁴)	0.29
P (MN)	2.90
σ_{bi} (MPa)	24.39
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	64.38
$\Delta\sigma_e$ (%)	4.33

Tableau VII.13 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

VII.4.2. Pertes différées

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton $\Delta\sigma_r$.

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times (1 - r(j)) \times E_p$$

ε_r : retrait final pris égal à 2×10^{-4} pour la zone A de la carte climatique de l'Algérie.

$r(j)$: une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

E_p : module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte ($E_p = 190\,000$ MPa).

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

$$\Delta\sigma_r = 2 \times 10^{-4} \times 190\,000 = 38 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 2.55 \%$$

- Perte de tension due au fluage du béton $\Delta\sigma_{fl}$.

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

$\Delta\sigma_{fl} =$	189.02	MPa
	12.70	%

Tableau VII.14 : Valeur des Pertes par fluage.

- Perte de tension due à la relaxation de l'acier $\Delta\sigma_p$.

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

ρ_{1000} (%) : Relaxation garantie à 1 000 h ;

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

$\Delta\sigma_{rel}$	59.78	MPa
	4.02	%

Tableau VII.15 : Pertes par relaxation.

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

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$

D'où :

$$\Delta\sigma_{Inst} = \sigma_e + \Delta\sigma_{\varphi \text{ Moy}}$$

$$\Delta\sigma_{Diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	138.82	9.33
$\Delta\sigma_{Diff}$	276.83	18.60
$\Delta\sigma_{\infty} =$	415.65	27.93

Tableau VII.16 : Pertes totales.

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

VII.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES

VII.5.1.Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

j ≥ 28 jours	$\sigma_{bcj} =$	21,00	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\sigma_{bt1} =$	-4,05	MPa	
	$\sigma_{bt2} =$	-1.89	MPa	Exécution
	$\sigma_{bt2} =$	-2.7	MPa	Q.Rares
j = 7 jours	$\sigma_{bcj} =$	13,91	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\sigma_{bt1} =$	-2,99	MPa	
	$\sigma_{bt2} =$	-1,39	MPa	Exécution
	$\sigma_{bt2} =$	-1,99	MPa	Q.Rares

Tableau VII.17 : Limitation des contraintes.

VII-5.2.Effort de précontrainte P

La précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques P1 et P2, qui sont utilisées pour justification a ELS, où :

$$P1 = 1,02 P0 - 0,8 \Delta P$$

$$P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P ; P0 = 2,90 \text{ MN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Y1	Y2	Y3	Ymoy
x=0.5	0.78	1.09	1.39	1.09
x=L/4	0.27	0.40	0.60	0.42
x=3L/8	0.13	0.22	0.39	0.25
x=L/2	0.12	0.20	0.36	0.23

Tableau VII.18 : Les hauteurs moyennes des câbles.

	N cables	Mt(%)	ΔP (%)	P1 (MPa)	P2 (MPa)	d L/2 (m)	d 3L/8 (m)	d L/4 (m)	d x=0.5 (m)
Phase 1	3	50	4.66	4.28	4.02	0.23	0.25	0.42	1.09
Phase 2	3	100	9.33	8.23	7.56	0.23	0.25	0.42	1.09
Phase 3	3	100	13.98	7.91	7.07	0.23	0.25	0.42	1.09
Phase 4	3	100	27.93	6.93	5.61	0.23	0.25	0.42	1.09

Tableau VII.19 : Caractéristiques de chaque phase de vérification

VII.5.3. Justification des contraintes normales

On va vérifier la condition suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{P e_0 + M}{I_n} y$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

		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)		-0.15	0.48	0.65	0.68	-0.15	0.48	0.65	0.68
MEls		0.00	2.07	2.65	2.84	0.00	2.07	2.65	2.84
P1 (MN)		4.28	4.28	4.28	4.28	8.23	8.23	8.23	8.23
P2 (MN)		4.02	4.02	4.02	4.02	7.56	7.56	7.56	7.56
σMax (MPa)	σsup	5.03	6.05	5.47	5.68	9.67	5.48	2.64	2.57
	σinf	1.90	5.83	8.78	6.21	3.66	17.38	20.22	20.49
σMin (MPa)	σsup	4.73	6.09	5.65	5.88	8.88	5.58	3.12	3.09
	σinf	1.79	5.09	7.89	5.29	3.36	15.41	17.87	18.06

Tableau VII.20 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

		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)		0.13	0.95	1.07	1.09	0.13	0.95	1.07	1.09
MEls		0.00	3.74	4.76	5.09	0	6.71	8.58	9.20
P1 (MN)		7.91	7.91	7.91	7.91	6,93	6,93	6,93	6,93
P2 (MN)		7.07	7.07	7.07	7.07	5.61	5.61	5.61	5.61
σMax (MPa)	σsup	3.38	2.23	1.91	2.06	2.96	5.90	7.13	7.77
	σinf	6.52	15.21	14.89	14.62	5.72	5.38	3.19	2.05
σMin (MPa)	σsup	3.02	5.43	5.95	2.52	5.77	9.83	10.75	8.49
	σinf	5.83	12.68	12.20	11.85	4.63	1.39	-1.07	-2.33

Tableau VII.21 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

VII.5.4. Justification des contraintes tangentielles

Les essais effectués sur des poutres en béton précontraint soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture du béton :

1er Mode : Par fissuration, pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] = \bar{\tau}_1^2$$

2ème Mode : Par compression-cisaillement, pour laquelle le cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x] = \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] = \bar{\tau}_2^2$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale longitudinale au C.D.G ; σ_t : Contrainte normale transversale.

: Contrainte normale transversale.

Si $\sigma_x < 0,4 f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_1$.

Détermination de la contrainte normale « σ_x » :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec : } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

P : Effort de précontrainte ;

B_n : Surface nette de la section considérée.

		α (°)	$P \cos \alpha$	$P \sin \alpha$
P1	2.09	4.56	2.08	0.17
P2	2.09	6.02	2.08	0.22
P3	2.09	6.98	2.08	0.25
Somme			6.24	0.64

Tableau VII.22 : Effort de précontrainte

Détermination de la contrainte tangentielle « τ »

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} - S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

V_{red} : Effort tranchant réduit ;

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique celle de la poutre + hourdis) ;

b_n : Largeur nette de la section ;

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

B_n (m²)	σ_x (MPa)	τ_1 (MPa)	V_{ser} (MN)	V_{red} (MN)	S_n (m³)	I_n (m⁴)	B_n (m)	τ (MPa)
1.70	3.67	2.36	1.07	0.43	0.57	0.69	0.57	0.62

Tableau VII.23 : Contrainte tangentielle « τ »

On constate que $\tau = 0,64 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2,82 \text{ MPa}$ Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

VII.6.Ferraillage de la poutre

VII.6.1.Armatures longitudinales de peau

Ces armatures limitent la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte.

La section de l'armature de peau est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} \geq \max \begin{cases} 3cm2m \times r (m) = 3 \times 5.89 m = 17,67 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% A_{nette} = 0,1 \times 6850 = 6,85 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

r:Périmètre de la section à mi- travée sans hourdis.

A_n : Surface nette de la section à mi-travée.

VII.6.2. Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

Avec :

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

B_t : Aire de la section du béton en traction ; $B_t = \quad m^2$

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

N_{Bt} : La résultante des contraintes de traction correspondantes.

D'où :

$$A_s = 25.46 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$4HA 14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

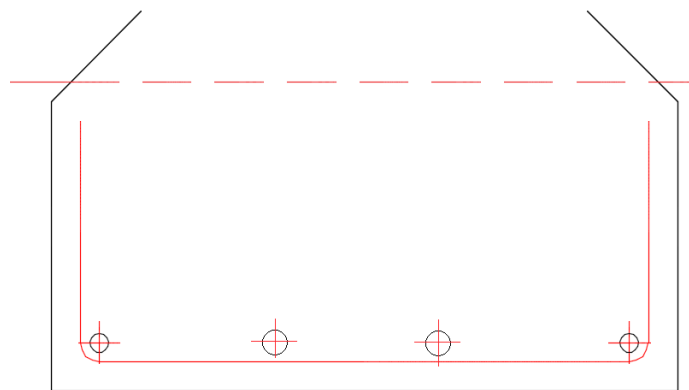


Figure VII.4 : Ferrailage de zone tendue

VII.6.3. Armatures transversales de peau :

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA10, avec un espacement de 20 cm.

VIII.6.4. Armatures passives transversales :

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, vérifiant la condition pour éviter une rupture fragile due à l'effort tranchant, cette condition s'écrit comme suit :

$$\frac{A_t}{b_n \times s_t} \times \frac{f_e}{\delta s} \geq 0.6 \text{ MPa}$$

Avec :

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

On pose : $A_t = 1,57 \text{ cm}^2 = 2HA10$

$b_n = 0,55 - 0,08 = 47 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{b_n \times s_t} \times \frac{f_e}{\delta s} \geq 0.6 \text{ MPa}$$

Ces armatures sont caractérisées par leurs sections A_t incluant les armatures de peau et leur espacement s_t qui est tel que :

$$s_t = 0,24 \text{ m} < \min(0,8h, 0,3b \text{ âme}, 1\text{m}) = \min(1,6 ; 7,5 ; 1) = 1 \text{ m}$$

$s_t = 12.5 \text{ cm}$ pour la section d'about, et $s_t = 20 \text{ cm}$ pour la section médiane.

La figure suivante présente le ferrailage de la poutre :

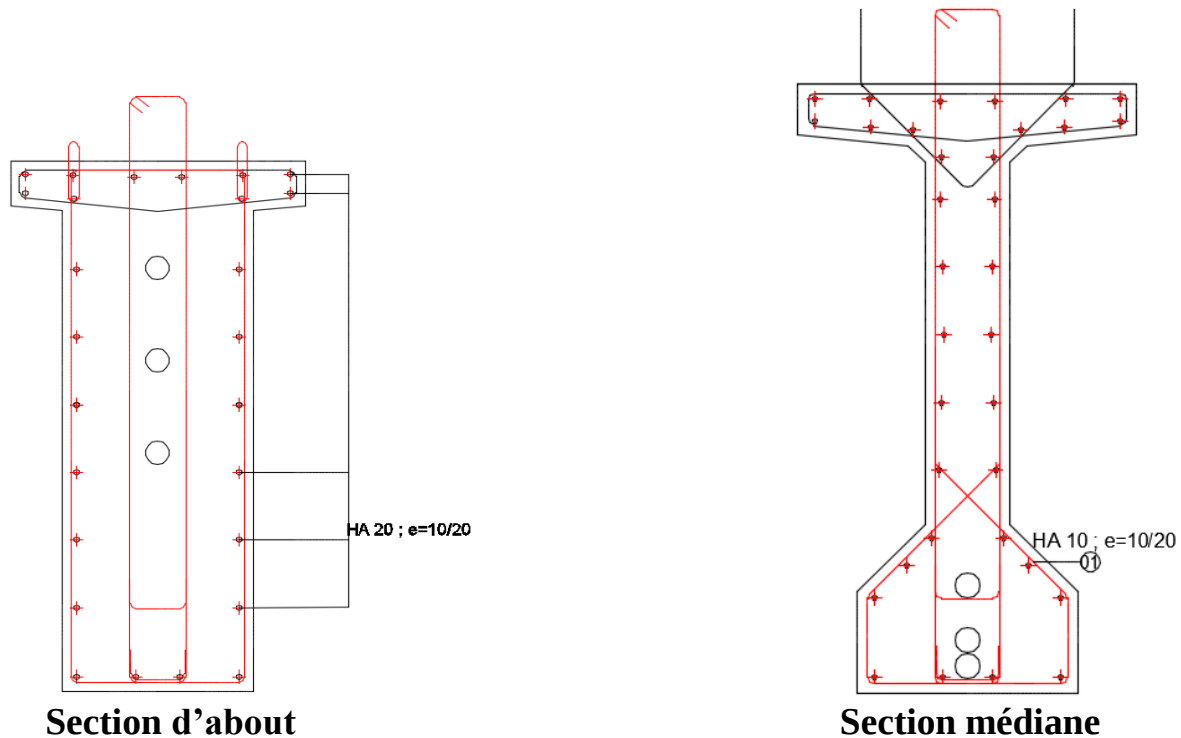


Figure VII.5 : ferrailage de la poutre

VII.6.5 Justification de la poutre à l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

- La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

D'où :

σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$.

$$\tau_u = \frac{V_{u-red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime ,

Vult	1.4	MPa
Vred	0.81	MPa
Sn	0.57	m³
ln	0.69	m⁴
bn	0.57	m
Ft28		MPa

Bn	1.70	m²
σx	3.67	MPa
τu	1.17	MPa
βu	16.31	°

Tableau VII.24 : Détermination l'angle βu

Donc on prend : βu = 30°

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée par

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

τu (MPa)	fe	ft28	bn	γs
1.17	500	2.70	0.57	1.15

Tableau VII.25 : Contrainte tangentielle « τ »

Ce qui donne :

$$A_t / s_t \geq 1.86 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

→ Ce qui vérifie les cadres de HA10 avec un espacement 12,5cm à l'appuis et 20cm à mi travée.

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

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6,66 \text{ MPa}$$

→ Ce qui est vérifié.

CHAPITRE VIII
ETUDE DU TABLIER

VIII.1.ETUDE DE LA DALLE

La dalle d'un pont à poutres est couramment désignée sous le terme d'hourdis. Son rôle principal est de servir de support à la couche de roulement (revêtement + chape d'étanchéité) ainsi qu'aux charges supplémentaires, tout en assurant la transmission de ces charges aux poutres du pont.

Pour notre cas on a une dalle de 13.25 m de largeur et 25 cm d'épaisseur et elle s'appuie longitudinalement sur sept (07) poutres avec un entraxe de 1.94m.

VIII.2.Géométrie de l'hourdis

L'hourdis de notre ouvrage présente les dimensions suivantes :

✓ L'épaisseur : 25 cm

✓ Largeur : 13,25 m

✓ Longueur : le long de l'ouvrage

Evaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « Barre ».

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. 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).

La figure suivante présente le moment et l'effort tranchant max à l'ELS et à l'ELU :

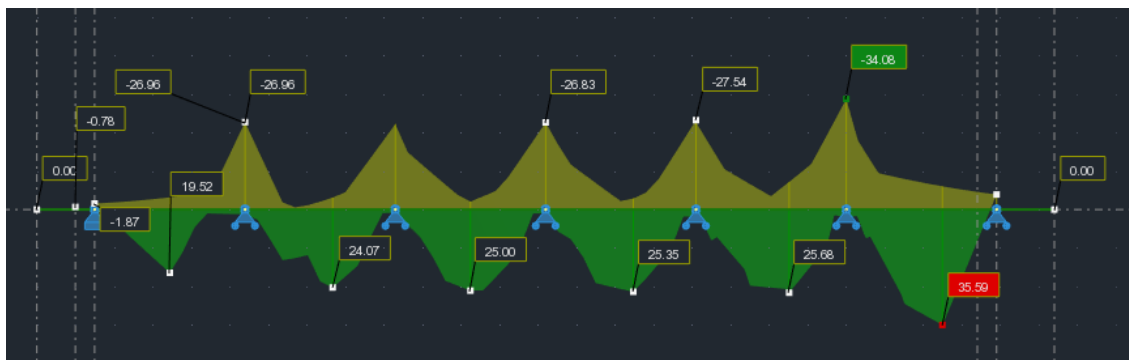


Figure VIII.1 : Moment max à l'ELS de la combinaison G + 1,2 Bc3

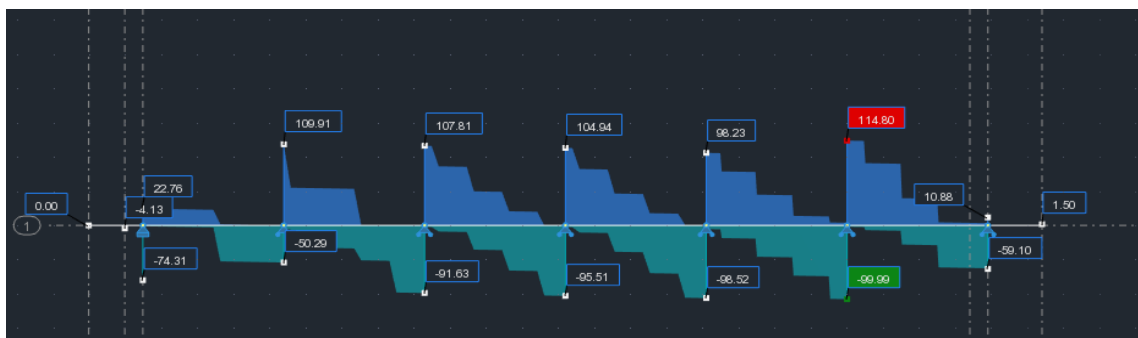


Figure VIII.2 : Effort tranchant max à l'ELS de la combinaison G + 1,2 Bc3

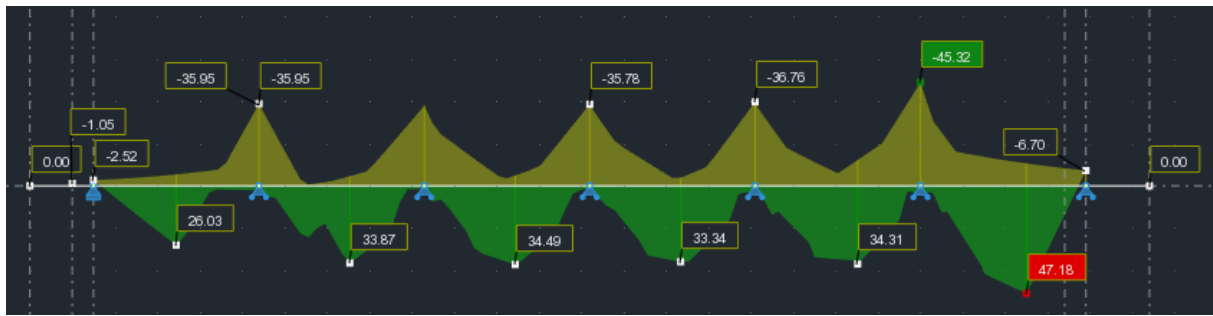


Figure VIII.3 : Moment max à l'ELU de la combinaison 1,35G + 1,6 Bc3

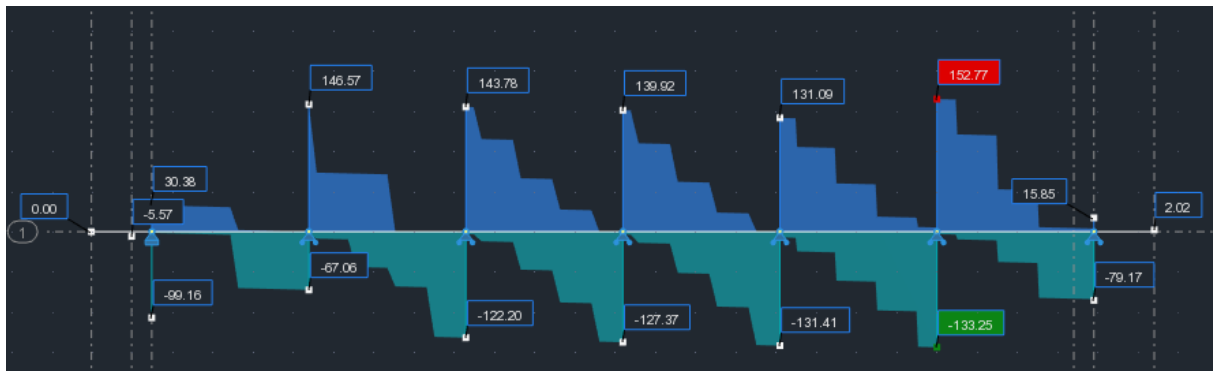


Figure VIII.4 : Effort tranchant max à l'ELU de la combinaison 1,35G + 1,6 Bc3

Donc les moments max à l'ELS sont :

✓ Fibre supérieure : MELS = 34.08 KN.m

✓ Fibre inférieure : MELS = 35.59 KN.m

Les moments max à l'ELU sont :

✓ Fibre supérieure : MELU = 35.32 KN.m

✓ Fibre inférieure : MELU = 47.18 KN.m

VIII.3. FERRAILLAGE

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VIII.3.1. Ferrailage nappe supérieure

➤ Armature transversale

$A_s = 4.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Annexe C)

On opte pour 4HA12 avec un espacement de 25 cm.

➤ b) Armature longitudinale de construction (sens des poutres)

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s

On opte pour 4HA8 ($A_s = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 25 cm.

VIII.3.2. Ferrailages nappe inférieure

➤ Armature transversale

$A_s = 5.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Annexe C)

CHAPITRE VIII. ETUDE DU TABLIER

On opte pour 4 HA14 avec un espacement de 25 cm.

Un enrobage minimal $C = 3$ cm

➤ **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s

On opte pour 4 HA8 avec un espacement de 25 cm.

Un enrobage minimal $C = 3$ cm.

Le ferrailage de la dalle pour 1m linéaire est comme suit :

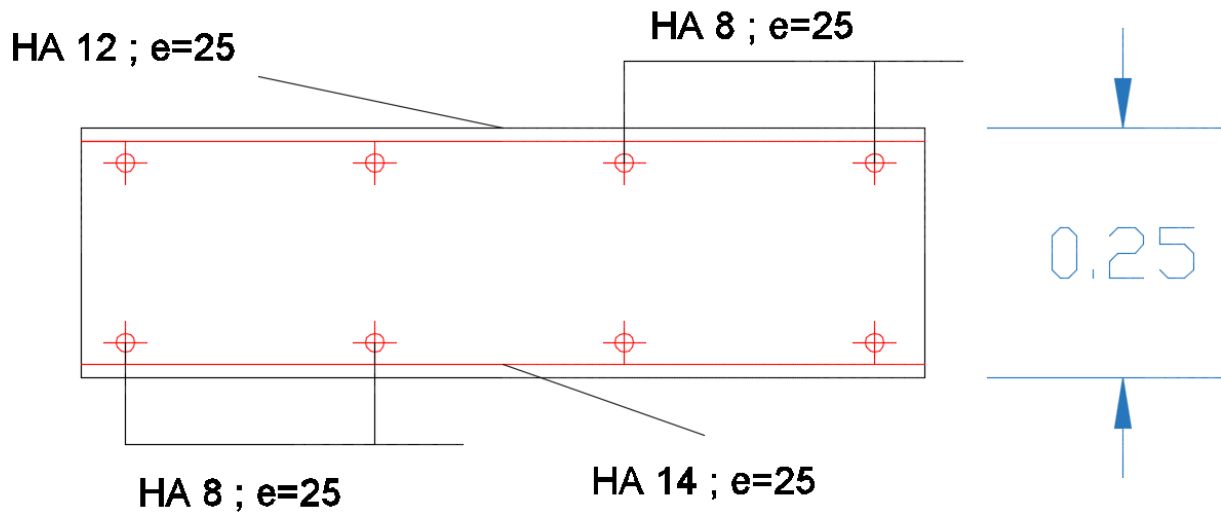


Figure VIII.5 : Ferrailage de la dalle

CHAPITRE IX

Etude des appareils d'appuis

IX.1. APPAREILS D'APPUI

L'appareil d'appui fait référence à un dispositif utilisé pour transférer les charges et les contraintes entre les différentes parties de la structure du viaduc, telles que les piles ou les piliers, et les éléments de la superstructure tels que les tabliers.

L'appareil d'appui est généralement constitué de matériaux flexibles ou semi-flexibles, tels que le caoutchouc ou le néoprène, et il est positionné entre les éléments de la superstructure et les supports du viaduc. Son rôle principal est de permettre les mouvements relatifs entre les différentes parties du viaduc en fonction des charges, des variations thermiques et des déformations structurelles, tout en assurant la stabilité et la sécurité de l'ensemble de la structure.

IX.2. Choix de type d'appareil d'appui

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont choisis pour leurs nombreux avantages :

- Ils offrent une mise en œuvre, un réglage et un contrôle faciles.
- Ils permettent une répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût est relativement raisonnable.

Pour notre cas on opte pour un appareil d'appuis AAEF type B. 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'une épaisseur d'élastomère nominale de 2.5 mm.

IX.3. Prédimensionnement en plan de l'appareil (SETRA, 2007)

Le calcul des appareils d'appui à l'état limite ultime se fait en respectant les prescriptions de la norme NF EN 1337-3 et en effectuant les vérifications suivantes :

- Résistance au cisaillement.
- Stabilité à la rotation, au flambement et au glissement.

➤ Détermination de la section :

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

L'appareil d'appuis doit vérifier l'inégalité suivante :

$$R_{max} \times b \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELU (**R_{max} = 1,2534 MN**).

σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{max}.

D'où :

$$a \times b \geq 625 \text{ cm}^2$$

Alors on prendra : a= 250 mm b=350 mm

➤ Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Respectant la condition de non flambement :

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

Alors : $40 \leq T_e \leq 80$ mm ; $T_e = 50$ mm

➤ Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou: } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

σ_e : Contrainte limite de traction des frettes.

G : le module de cisaillement de l'appareil d'appui (0,9 MPa).

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = 16 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot G \cdot (a + b)} = 8.10$$

Epaisseur des frettes métalliques : $t_s > 1,20$ mm on prend : $t_s = 3$ mm

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

Enrobage des chants : (sur les côtes de l'appareil d'appui) : $e = 4$ mm.

Enrobage extérieur : 2,5 mm.

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après :

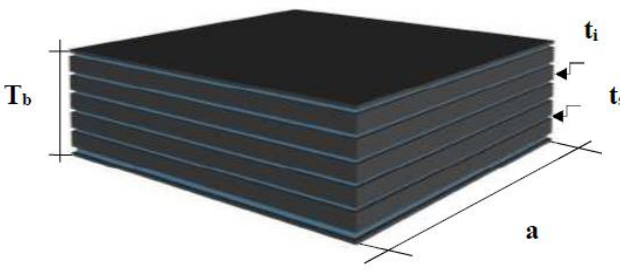
Dimensions	Valeurs (mm)	
a	250	
b	350	
t _i	10	
t _s	3	
e	4	
T _b	65	
T	50	

Tableau IX.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.

IX.4.Vérification des appareils d'appuis

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

➤ Résistance à la compression :

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

$N = 1,4 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 16 \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$

➤ Sécurité au flambement :

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

$$P_c \leq \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h} ; S = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}$$

γ_s : Le coefficient de sécurité ; $\gamma_s = 3$.

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

P_c : La charge critique de l'appareil d'appui.

B : L'aire nominale de l'appui.

D : La somme d'une épaisseur de fretté et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : Le facteur de forme.

hc : Epaisseur totale du caoutchouc.

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application numérique :

$S = 7.29$

$d = 0,013 \text{ m}$

$h = 0,065 \text{ m}$

$B = 0,09 \text{ m}^2$

$P_c = 4,47 \text{ MN}$.

$P_u = 1,40 \text{ MN}$.

$\gamma_s \times P_u = 3.75 \leq P_c = 4,47 \text{ MN} \rightarrow \text{vérifié}$

➤ Limitation de la distorsion

On doit vérifier : $\delta = \tan. \gamma < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c .

$$\begin{cases} \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta_c = 1.4(1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

$p = P_u/P_c$

$\delta_0 = c/T$

$\delta = d/T$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 250 \text{ mm}$).

δ : La distorsion de l'appareil d'appui.

d : Déplacement horizontal.

Application numérique :

$$P = P_u / P_c \quad p = 0,313 > 0,25 \rightarrow \delta_c = 0.52$$

$$d = d_{seisme} + d_{flv} + 0.4 dT = 0,0172 + 0,4 \times 0,0051 + 0,094 = 0,113 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } d = 0,113 \Rightarrow \delta = d/T = 1,748 < \delta_c = 2,38 \rightarrow \text{vérifié}$$

➤ Non glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N$$

Avec :

H : Effort horizontal ;

N : Effort de compression vertical ;

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

Application numérique :

Pile :

$$N = (G + E_{vmax} + 0,2 R_{surch \text{ max pile}}) / n_{app} = 1,10 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 12.54 \text{ MPa. D'où : } f = 0,15.$$

$$f \times N = 0,165$$

$$H = E_x + 0,2 \times H_{frei} + H_{fl} + r_e + 0.4 H_T = 0,32 \text{ MN.}$$

$$0,32 < 0.16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Culée :

$$N = (G + E_{vmax} + 0,2 R_{surch \text{ max culée}}) / n_{app} = 1.01 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 11.52 \text{ MPa. D'où : } f = 0,15.$$

$$f \times N = 0,15$$

$$H = E_x + 0,2 \times H_{frei} + H_{fl} + r_e + 0.4 H_T = 0,36 \text{ MN.}$$

$$0,36 < 0.15 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

IX.5. Ferrailage des dés d'appuis

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Les dimensions données au dé d'appuis sont : (a x b x h).

$$a = 25 \text{ cm ; } b = 35 \text{ cm ; } h \text{ est donné par la relation suivante : } h \geq \frac{2 \times a \times b}{2(a+b)} \rightarrow h = 145.83 \text{ mm}$$

➤ Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{MAX}$

$$A_C = 0,25. N_{max} / \sigma_s$$

N_{MAX} étant l'effort maximum $N_{MAX} = 1.40 \text{ MN}$

$$\sigma_s = 500 / 1,15 = 434,783 \text{ MPa} \quad AC = 8.05 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 6\text{HA}14. \quad (A_s = 9.24 \text{ cm}^2)$$

➤ **Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_h = 0,125 R_{\max} / \sigma_s = 4.025 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 4\text{HA}12 \quad (A_s = 4.52 \text{ cm}^2)$$

➤ **Ferraillage de surface (frette supérieur) :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% $N_{\max}$ $A_s = 0,04. N_{\max} / \sigma_s = 1.28 \text{ cm}^2$

$$\text{Alors : } 2\text{HA}10 = 1.51 \text{ cm}^2 \quad (A_s = 1.57 \text{ cm}^2)$$

➤ **Ferraillage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :**

$$A_s = 0.1 R_{\max} / \sigma_s = 3,21 \text{ cm}^2. \text{ Alors : } 3\text{HA}12 \quad (A_s = 3.39 \text{ cm}^2)$$

Disposée en profondeur entre $E/3$ et E à partir de la face supérieure de l'appui.

IX.6. Le joint de chaussée

Les caractéristiques du joint de chaussée sont déterminées par le mouvement et la fréquentation du trafic routier. Le choix du type de joint de chaussée dépend de la classification basée sur l'intensité de la circulation.

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour maintenir la continuité de la circulation entre deux éléments métalliques identiques qui sont solidarisés aux deux parties de la structure au moyen de tiges précontraintes. Dans la plupart des cas, un profil en élastomère est inséré entre les éléments métalliques pour empêcher la pénétration de corps étrangers.

IX.1.6.1 Dimensionnement

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

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

Avec:

W : souffle total du joint.

WD: souffle des déformations différées (fluage retrait).

WT : souffle thermique.

WS: souffle sismique.

$$W = 0.050 \text{ m}$$

On opte donc pour des joints de chaussée de type : **Wd 60**

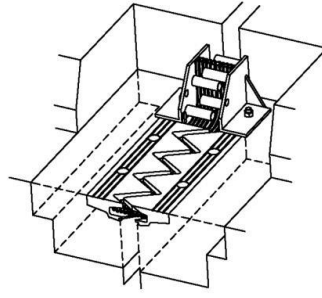


Figure IX.1 : Wd 60 Cipec

CHAPITRE X :
ETUDE SISMIQUE

X.1.Caractéristiques de calcul parasismique

Le calcul parasismique est fait Selon le règlement parasismique des ouvrages d'art **(R.P.O.A.2008)**. 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.

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le pont est classé en **groupe 2** (pont important).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme), selon les résultats géotechniques donnés.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIB** (sismicité élevée).
- Accélération de zone : **A = 0.25.**
- Taux d'amortissement $\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\xi}\right)}$

Matériaux	Taux d'amortissement ξ (en %).
Acier soudé	2
Aciers boulonnées	4
Béton précontraint	2
Béton armée	5
Béton non armé	3
Elastomère frétée	7

Tableau X.1 : Taux d'amortissement en fonction de matériau

Dans notre cas :

$\xi=5 \longrightarrow \eta = 1$ (étude longitudinale+ transversale).

$\xi=2 \longrightarrow \eta = 1,32$ (étude verticale).

X.2. Conception de la pile

La conception des piles dépend du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, et de la nature du site.

Par rapport aux caractéristiques du site d'implantation, le choix s'est porté pour des piles composées de colonnes (fûts) avec section circulaire. Ce choix permet d'économiser de la matière.

Les piles comportent les éléments suivants :

- Cheville :

Longueur : 13,1 m

Largeur : 3,50 m

Hauteur : 1,5 m

- Fûts :

Trois colonnes de diamètre fixe de 2 m

- Semelles :

Epaisseur : 2,50 m

Largeur : 9,60 m

Longueur : 13,1 m

X.3.Evaluation de la raideur totale k

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déferents appuis.

$$K_{A.App} = G \times \frac{a \times b}{T}, \quad K_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3}$$

$$K_{app} = \frac{K_{pile} + K_{A.app}}{K_{pile} \times K_{A.app}}$$

n : Le nombre d'appareils d'appuis par pile.

a, b, T : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0,9$ MPa en cas statique, et $1,2$ MPa en cas dynamique.

fcj : La résistance caractéristique du béton, vaut : **fc28 = 27 MPa**

Appuis	H (m)	I (m ⁴)	K Appareils d'appuis (MN/m)	N a-apps	K Pile (MN/m)	K Appuis (MN/m)
C1 / C2	/	/	2.10	7	INF	14.70
P1	13.35	0.79	2.10	14	97.99	22.61
P2	20.85	0.79	2.10	14	25.72	13.72
P3	31.85	0.79	2.10	14	7.22	5.79
P4	32.85	0.25	2.10	14	6.58	5.37
P5	23.85	0.25	2.10	14	17.19	10.85

Tableau X.2 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

Appuis	H (m)	I (m ⁴)	K Appareils d'appuis (MN/m)	N a-apps	K Pile (MN/m)	K Appuis (MN/m)
C1 / C2	/	/	2.10	7	INF	14.70
P1	13.35	124.93	2.10	14	5198.26	29.23
P2	20.85	124.93	2.10	14	1364.53	28.78
P3	31.85	124.93	2.10	14	382.80	27.30
P4	32.85	124.93	2.10	14	348.90	27.12
P5	23.85	124.93	2.10	14	911.67	28.48

Tableau X.3 : Raideurs dynamiques transversales des appuis

X.4. ETUDE SISMIQUE

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.

X.4.1. La méthode monomodale

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

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

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 (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles **MP** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : **MT (MT = G)**.

G : le poids propre total du tablier

On a : **MP = $\rho \times \Sigma (si \times hi)$** .

$$\mathbf{MP = 11674.98 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{MT = G}$$

$$\mathbf{MT = 57 \text{ 329.97 \text{ KN}}}$$

Donc : $MP \leq 0.43 MT$ **Condition Vérifiée.**

- **Angle de biais :**

Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais).

- **Courbure de pont :**

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clothoïde d'un rayon très large. **Condition Vérifiée**

- **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier. **Condition Vérifiée.**

Car on a l'entraxe et les dimensions des poutres sont les mêmes sur le long de l'ouvrage.

X.4.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

M_T : Est la masse effective totale de la structure : **$M_T = 5733.00 \text{ t}$**

$S_a(T)$: Est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_a(T) = \begin{cases} A \times S \times g \times \left(1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \times (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

$(T_1, T_2) = f(S_2) \rightarrow (T_1, T_2) = (0,15 ; 0,40)$ et **$S = 1,1$** .

g : Accélération de la pesanteur = **$9,81 \text{ m/s}^2$** .

ξ : Taux d'amortissement 5 %.

η : Facteur de correction de l'amortissement : **$\eta=1$** .

S : Coefficient du site.

T : Période fondamentale de l'ouvrage, vaut : **$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$**

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique **IIb** et de l'importance du pont (**Groupe de pont 2**) $\rightarrow A = 0,25$.

Application Numérique :

$T = 0.98 \text{ s}$

$T_2 < T < 3.00 \text{ s} \rightarrow S_a(T; \xi) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T) \rightarrow S_a = 2.752 \text{ m/s}^2$.

$F_L = M_T \times S_a(T) \rightarrow F_L = 2.752 \times 5733.00 \rightarrow F_L = 15777.216 \text{ KN}$.

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F ; d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S a$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5
F_L (KN)	2643.09	4066.14	2466.65	1041.8	966.28	1950.08
d_L(m)	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11

Tableau X.4 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

X.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

La liaison entre le tablier et l'infrastructure est définie par les appareils d'appuis en élastomère frettée, donc le calcul est effectué en utilisant le modèle du tablier rigide. Dans la direction transversale des ponts à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_T = M_T \times S a (T) \text{ où } M_T = 5733.00 \text{ t}$$

Application Numérique :

$$T = 1.15 \text{ s}$$

$$T_2 < T < 3.00 \text{ s} \Rightarrow S a e(T ; \xi) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T) \Rightarrow S a = 2.34 \text{ m/s}^2.$$

$$F_L = M_T \times S a (T) \Rightarrow F_L = 2.34 \times 5733.00 \Rightarrow F_L = 13\,416.47 \text{ KN}.$$

La force et le déplacement dans la direction transversale, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Appuis	C1 / C2	P1	P2	P3	P4	P5
F_T (KN)	1158.0	2303.0	2267.1	2150.8	2136.0	2243.6
d_T(m)	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079

Tableau X.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

X.4.1.3. Evaluation de l'effort sismique vertical

L'action sismique verticale est calculée par travée :

$$R_i = a b \mu L$$

Avec :

b : L'action sismique verticale est calculée par travée.

L : Longueur travée L= 35 m.

μ : Masse linéique du tablier $\mu = G_{\text{tablier}} / L_{\text{poutre}}/$.

$$\mu = 26566.3 \text{ kg/ml}$$

a : L'accélération du sol.

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

1 travée	2 travées				3 travées			4 travées			
$b = 0,41$	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau X.6 : paramètres a et b

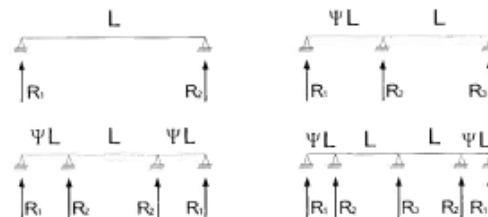


Figure X.1 : Réactions d'appui pour différents types de pont

Le paramètre a :

Site S2 (S1 dans la figure) $\rightarrow a = 5,25$.

Le paramètre b :

Les longueurs des travées est la même $\psi = 1,0$, (+4 travées)

$\rightarrow b_{C1/C2} = 0,24$; $b_{P1/P5} = 0,64$; $b_{P2_P4} = 0,90$; $b_{P3} = 0,90$

$R_{C1/C2}(KN)$	1171.57
$R_{P1/P5}(KN)$	3124.19
$R_{P2_P4}(KN)$ (P2, P3, P4)	4393.39

Tableau X.7 : Résultats des efforts vertical

CHAPITRE XI
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

XI.1 ETUDE DE LA PILE

La pile est conçue pour résister aux charges verticales, horizontales et latérales, ainsi qu'aux forces sismiques éventuelles.

Le tableau ci-dessous, indique l'implantation et les hauteurs des 05 piles de notre ouvrage :

N° Pile	Type Fondation	Nombre des fûts	Diamètre des fûts (m)	Hmoy fûts (m)	Hmoy colonne (m)
P1	Profonde	3	2	13.35	14.85
P2	Profonde	3	2	20.85	22.35
P3	Profonde	3	2	31.85	33.35
P4	Profonde	3	2	32.85	34.35
P5	Profonde	3	2	23.85	25.35

Tableau XI.1 : Implantations

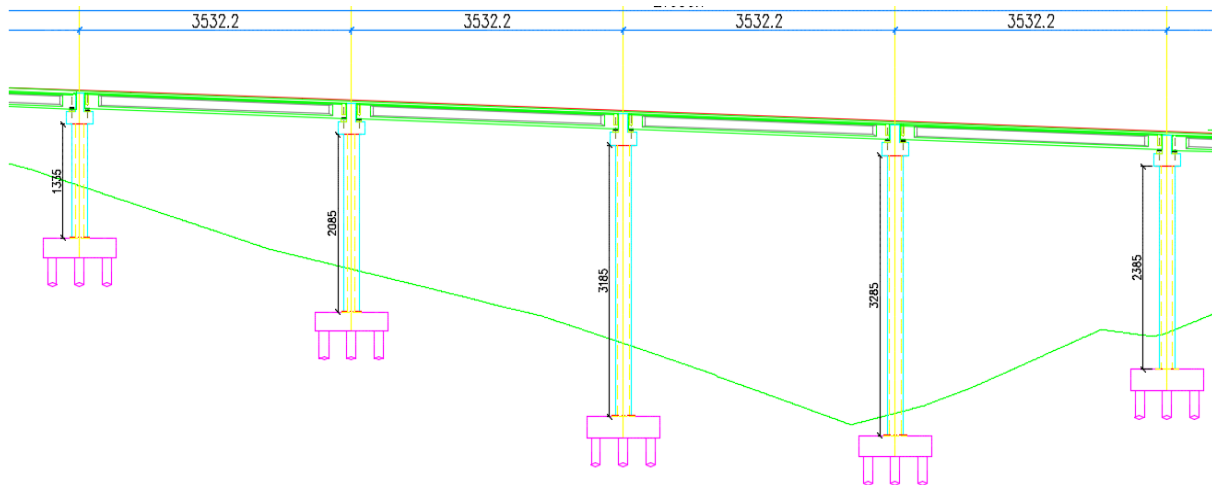


Figure XI.1 : Implantation et hauteurs des piles

XI.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.

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

i : rayon de giration de la section /

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}} \text{ (transversal) et } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}} \text{ (longitudinal).}$$

Appuis	Pile 02	Pile 03	Pile 04	Pile 05
lf (m)	14.60	22.30	23.00	16.70
iy (m)	0.57	0.57	0.57	0.57
ix (m)	0.57	0.57	0.57	0.57
λ_y	25.61	39.11	40.34	29.29
λ_x	25.61	39.11	40.34	29.29
Observation	✓	✓	✓	✓

Tableau XI.2 : Vérification du flambement des piles les piles hautes.

→ Pas de risque de flambement.

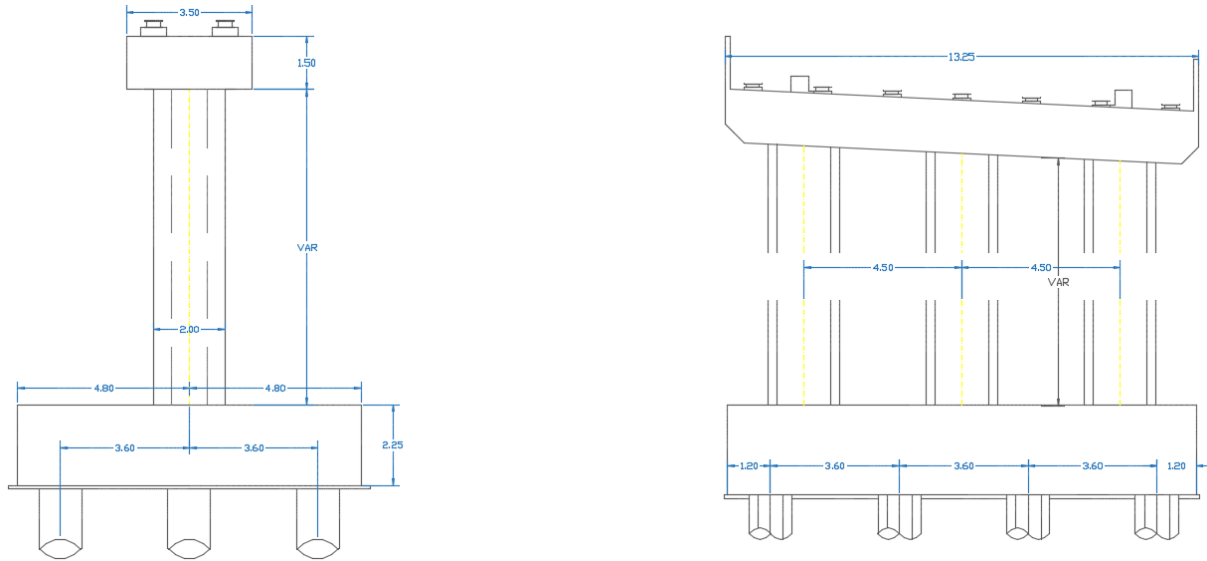


Figure XI.2 : Forme et dimensions des piles.

XI.1.2. EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE

La pile doit résister aux charges permanentes et d'exploitation, ce qui génère des sollicitations sous forme de forces horizontales, verticales et de moments. Elle est conçue pour fonctionner comme une console encastree dans sa base. Nous n'étudierons que la 3^{ème} pile (la plus haute).

XI.1.2.1.EFFORTS STATIQUES

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des efforts statique sur la pile la plus sollicitée :

Designation	N (KN)	H (KN)	$/F_v/o (x/o)$	$/F_H/O/a (y/a.o)$	M_{Fv}/o	M_{Fv}/o
Semelles	7860.00	/	0	1.25	0	/
Fûts	7740.10	/	0	18.93	0	/
Chevêtre	1719.38	/	0	36.10	0	/
G Tablier	9298.19	/	0	36.85	0	/
Hf+r	/	103.08	/	36.85	/	3798.64
HT°	/	64094	/	36.85	/	2393.14
Somme	26617.66	168.03	/	/	0	6191.78
(Al)	1830.07	/	0.85	/	1546.41	/
(Bc)	1642.80	/	0.55	/	903.54	/
Mc120	1085.91	/	0.55	/	597.25	/
D240	1778.82	/	0.89	/	1574.26	/
ST	52.50	/	0.00	/	0.00	/
Fr Al	/	92.84	/	36.85	/	3421.11
Fr Bc	/	180.00	/	36.85	/	6633.00

Tableau XI.3 : Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.

➤ Combinaisons des efforts

• A l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	26617.66	142.05	5234.52	0.00	5234.52
G+1.2Al+St	28866.25	253.46	9339.86	1855.69	11195.55
G+1.2Bc+St	28641.52	358.05	17299.46	1084.25	18383.71
G+Mc120	27703.57	142.05	5234.52	597.25	5831.77
G+D240	28396.48	142.05	5234.52	1574.25	6808.78

Tableau XI.4 : Combinaisons des efforts à l'ELS

• A l'ELU :

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	35933.84	197.61	7281.99	0.00	7281.99
1.35G+1.6Al+1,6ST	38945.96	346.15	12755.77	2474.26	15230.03
1.35G+1.6Bc+1,6ST	38646.32	485.61	17894.79	1445.66	19340.45
1.36G+1.35Mc120	38335.25	197.61	7281.99	597.25	7879.24
1.35G+1.35D240	36004.72	197.61	7281.99	1574.26	8856.24

Tableau XI.5 : Combinaisons des efforts à l'ELU

XI.1.3. Ferrailage des éléments de la pile

XI.1.3.1. Etude de chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. Son dimensionnement est présenté comme suit :

- La longueur : 13.10 m.
- La largeur : 3.5 m.
- L'épaisseur : 1.5 m.

➤ **Dimensionnement à la flexion :**

La modélisation du chevrete est faite à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis 2018**, la figure ci-dessous montre la modélisation.

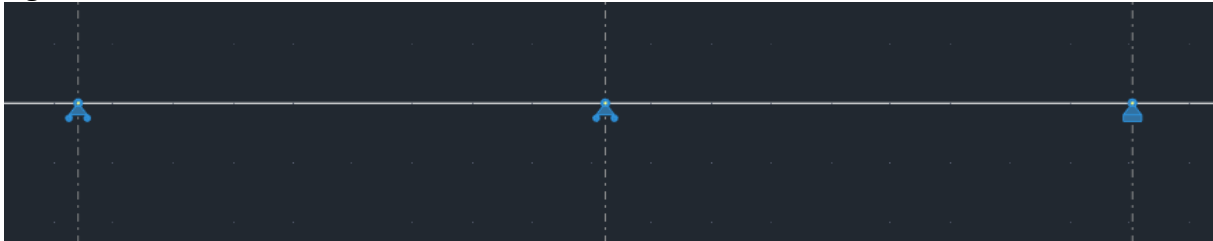


Figure XI.3 : Modèle de calcul

Les résultats de modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

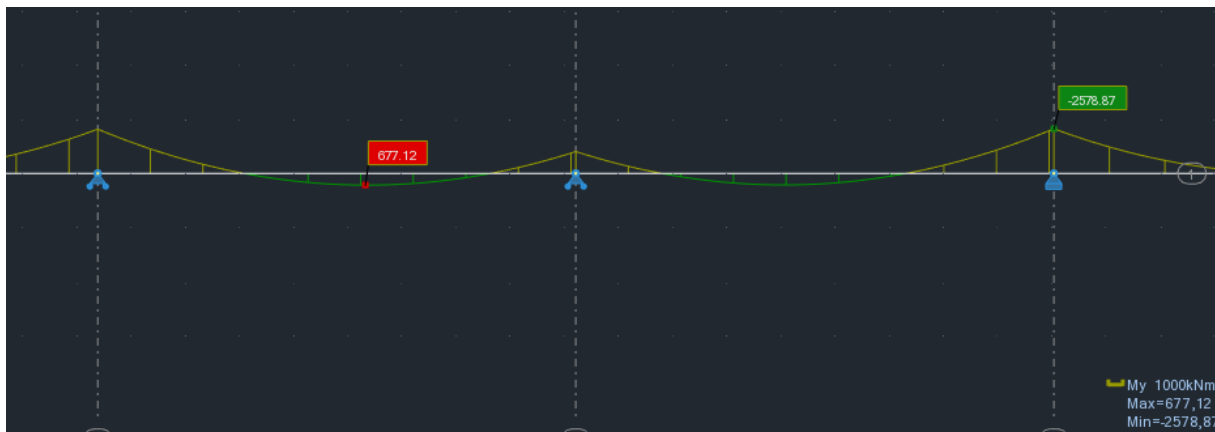


Figure XI.4 : Les moments $M_{\max}$ ELS sur le chevrete avec le logiciel.

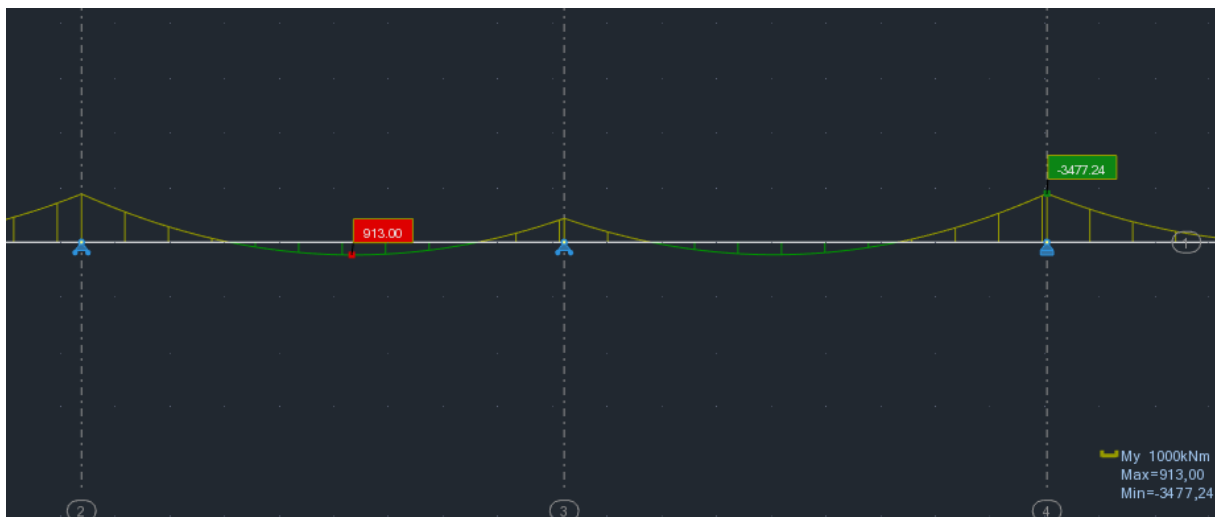


Figure XI.5 : Les moments $M_{\max}$ ELU sur le chevrete avec le logiciel.

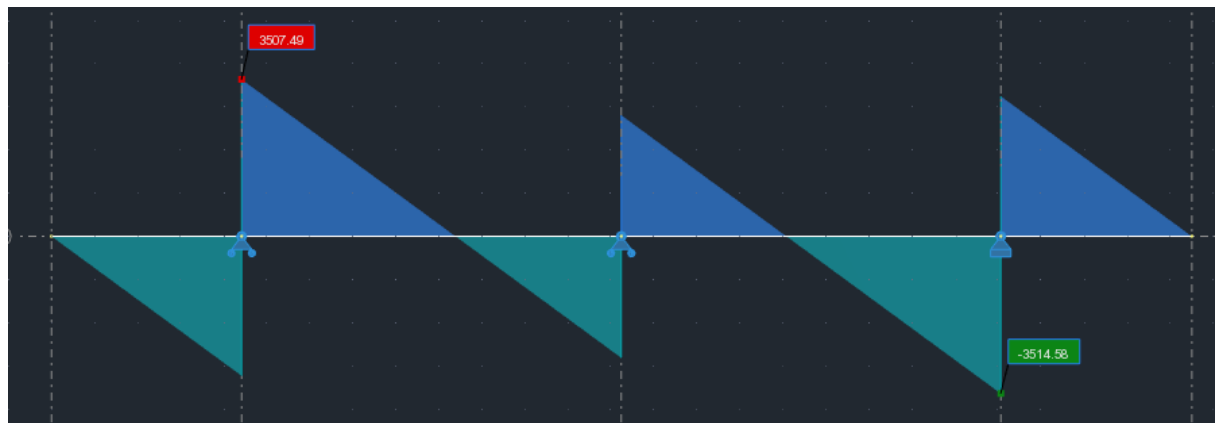


Figure XI.6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de la modélisation :

Sollicitations	M max ELS(KN.m)	M max ELU(KN.m)	T max ELU(KN)
Sur Appui	2578.87	3477.24	3514.58
Mi -Travée	677.12	913.00	0

Tableau XI.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations

➤ **Ferraillage du chevrete :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

• **Armatures transversales :**

Tmax ELU = 3514.58 kN

Avec Robot expert : 2 Cadres de HA14, esp = 10 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

Section d'acier

Nappe supérieure : As = 74.43 on prend 16HA25 e= 15 cm

Nappe inférieure : As = 49.27 on prend 16HA20 e= 15 cm

➤ **Dimensionnement a la torsion :**

Pour déterminer l'armature nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on utilise une section rectangulaire de la hauteur du chevrete, dont la largeur Lt est limitée par

$$L_t = L_c \quad \text{si } L_c < \phi + H_c$$

$$L_t = L_c + \phi \quad \text{si } L_c > \phi + H_c$$

Nous avons : $L_c = 3.5 \text{ m}$; $H_c = 1.50 \text{ m}$; $\phi = 2 \text{ m}$

D'où : $L_t = 3.5 \text{ m}$

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

Avec :

C : Moment de torsion maximal par ml ; $C = \max (C1 ; C2) = R_i \times e$ (C1 étant le moment de torsion en phase de construction et C2 le moment de torsion en service)

Ω : Aire de la torsion ; $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

b_n : Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ; $b_n = H_c/6$

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \Omega}$$

$A_s = \text{Max} (C1 ; C2)$

$C1$: Moment de torsion construction, $C2$: moment de torsion service ;

P : périmètre du chevêtre ;

σ_a : Contrainte admissible de l'acier = $\frac{2}{3} f_e$.

- **Calcul de la section d'acier :**

$C1 = 183.78 \text{ KN.m/ml}$

$C2 = 165.74 \text{ KN.m/ml}$

$\Omega = 4.06 \text{ m}^2$; $b_n = 0.25 \text{ m}$

$P = 9.50 \text{ m}$

$\sigma_a = 333.33 \text{ MPa}$

$A_s = 6.45 \text{ cm}^2$, On opte pour 5HA14, avec un espacement de 20 cm.

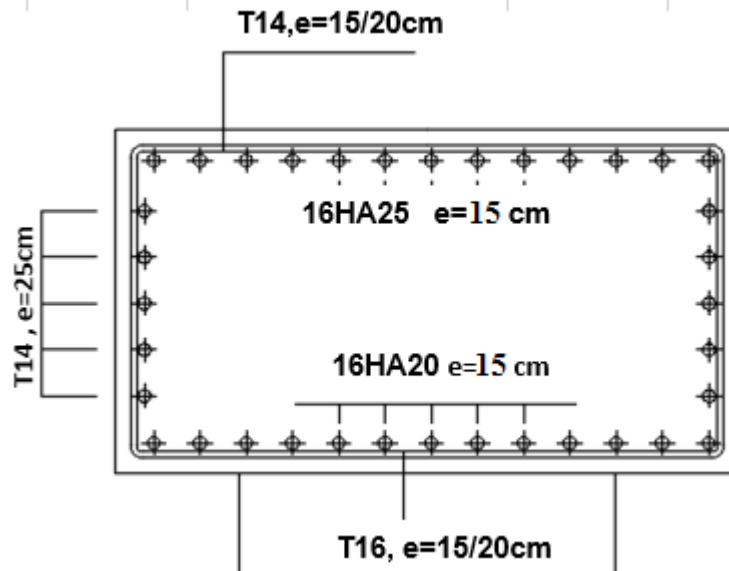


Figure XI.7 : Ferrailage du chevêtre

XI.1.3.2.ETUDE DE FUT

Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- **Diamètre des colonnes :** $D = 2.00 \text{ m}$
- **Entraxe :** $E = 4.50 \text{ m}$

- **Ferrailage des fûts :**

Sollicitations les plus défavorables : **Voir ANNEXE C.** Les résultats de ferrailage sont les suivants :

Designation	N (KN)	H (KN)	$/F_v/o (x/o)$	$/F_H/O/a (y/a.o)$	$M_{Fv/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	7740.10	/	0	16.43	0	/
Chevêtre	1719.38	/	0	33.60	0	/
G Tablier	9298.19	/	0	34.35	0	/
Hf+r	/	103.08	/	34.35	/	3540.93
HT°	/	64094	/	34.35	/	2230.78
Somme	18757.66	168.03	/	/	0	5771.71
(Al)	1830.07	/	0.85	/	1546.41	/
(Bc)	1642.80	/	0.55	/	903.54	/
Mc120	1085.91	/	0.55	/	597.25	/
D240	1778.82	/	0.89	/	1574.26	/
ST	52.50	/	0.00	/	0.00	/
Fr Al	/	92.84	/	34.35	/	3189.02
Fr Bc	/	180.00	/	34.35	/	6183.00

Tableau XI.7 : Efforts agissant sur le fût.

Combinaison des charges :

Le résultat des combinaisons les plus défavorable cas d'un seul fût est montré dans le tableau:

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	1.35G + 1.6AL + 0,9T	9345.11	161.87	5858.88
ELS	G + 1,2AL + 0,6T	6927.17	119.35	5736.69

Tableau XI.8 : Valeur des efforts par fût.

➤ **Ferraillage longitudinal**

Le ferraillage se fait par le logiciel AUTODESK ROBOT EXPERT 2010.

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée déviée.

Voir Annexe C

As = 314.2 cm²

Donc : on prend une nappe de 40HA32 e= 15 cm.

➤ **Cerces transversales**

Avec Robot expert : 1 cerce de HA14, esp = 15cm dans la zone critique et 25 cm dans la zone courante.

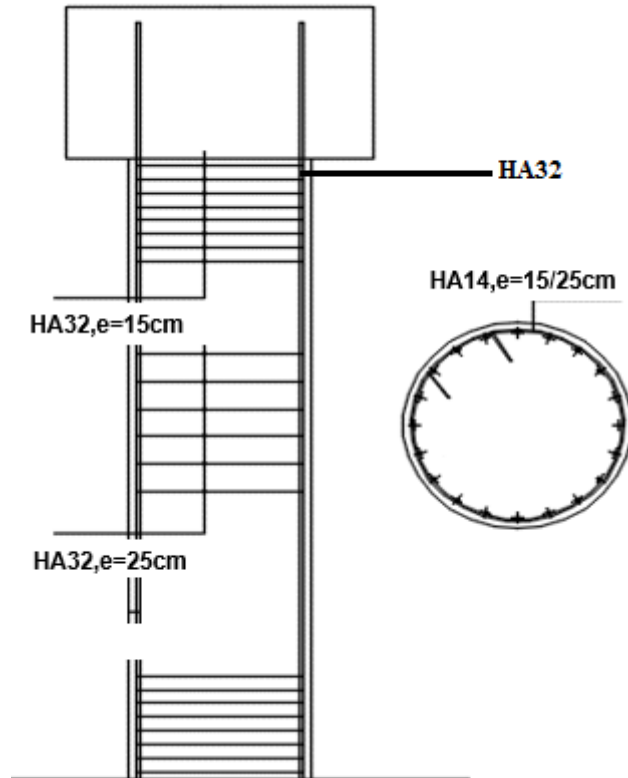


Figure XI.8 : Ferrailage du fût.

XI.1.3.3. Ferrailage de la semelle

Longueur : $L = 9.60$ m.

Hauteur : $H = 2.50$ m.

Largeur : $l = 3.6$ m

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right. \quad h = H - 0.1 = 2.40$$

Donc :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3 \leq 2.40 ; \alpha_1 = \alpha_2 = 69.59^\circ \geq 45^\circ$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par **la méthode des bielles** est égale à :

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Application Numérique :

Condition normale

$$N_{\text{Max}} = 3025.12 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } A_s = 49.16 \text{ cm}^2$$

On prend 14HA20 ($A_s = 43.98 \text{ cm}^2$).

Condition sismique

$$N_{\text{Max}} = 12158.20 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_a = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } A_s = 131.71 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2.5 + 1.2 = 3.7 \text{ m}$.

➤ **Armatures transversales inférieures :**

$A_s = 49.16 \text{ cm}^2$; soit : 16 HA20 avec un espacement de 16 cm.

➤ **Armatures transversales supérieure :**

$A_{s2} = A_{s3} = 16.38 \text{ cm}^2$; soit : 16 HA12 avec un espacement de 16 cm.

➤ **Armatures longitudinales inférieures :**

$A_{s3} = A_{s2} = 24.58 \text{ cm}^2$; soit : 12 HA20 avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures longitudinales supérieures :**

$A_{s4} = A_{s4} = 12.29 \text{ cm}^2$; soit : 12 HA12 avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures latérales :**

$A_{s5} = A_{s10} = 4.916 \text{ cm}^2$; soit : 5 HA12 avec un espacement de 20 cm.

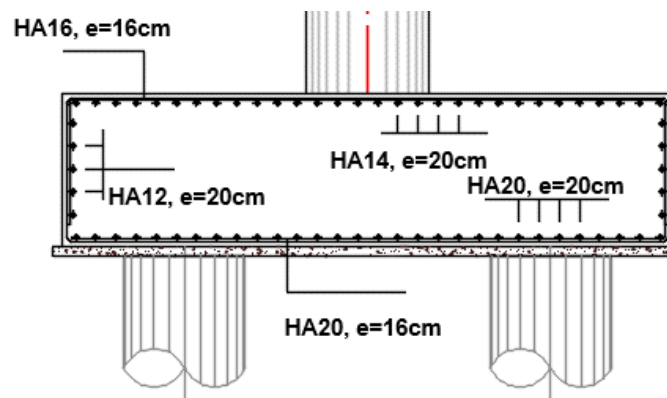


Figure XI.9 : Ferrailage de la semelle

XI.1.3.4. Etude des pieux

➤ Nombre des pieux

$$n_P = \frac{N_{\max}}{Q_P}$$

$N_{\max}$: l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_P : Capacité portante d'un pieu à l'ELS

$n = 8,74$

Donc, on prend :

4 dans sens longitudinal

3 dans le sens transversal

Le nombre total des pieux est donc égal à 12 (3×4) avec une profondeur de 21 m.

➤ Actions sur les pieux

Le calcul des actions se fait En suivant la méthode de WARNER, on calcule le coefficient d'amortissement λ donné par :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bc_u}{4EI}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton.

I : moment d'inertie du pieu.

b : longueur du pieu.

C_u : module de réaction du sol.

Application Numérique :

$C_u = 30 \text{ MN/m}^3$

$E = 33\,000 \text{ MPa}$

$b = 1,20 \text{ m}$

$I = 0,101 \text{ m}^4$

$\lambda = 0.228$ D'où : $\lambda L = 4.787$

D'où, en tire les valeurs de :

$$(X_\phi^H, X_\phi^M)$$

Pour $\lambda \times L = 4.787$, d'après les abaques de WARNER

$$X_\phi^H = 1.33$$

$$X_\phi^M = 1.58$$

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{X_\phi^H}{X_\phi^M} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	2548.98	40.47	149.66
ELS	1748.47	29.84	110.35
ELA	-6.99	582.74	2155.11

Tableau XI.9 : Valeur des efforts par pieu.

➤ Ferrailage des pieux

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

• Section d'acier :

AS = 113,0 cm² → On prend : 24 HA25 ; e = 14 cm

Cercles transversales :

2H16 avec **St = 10 cm** dans la zone critique et **St = 20 cm** dans la zone courante.

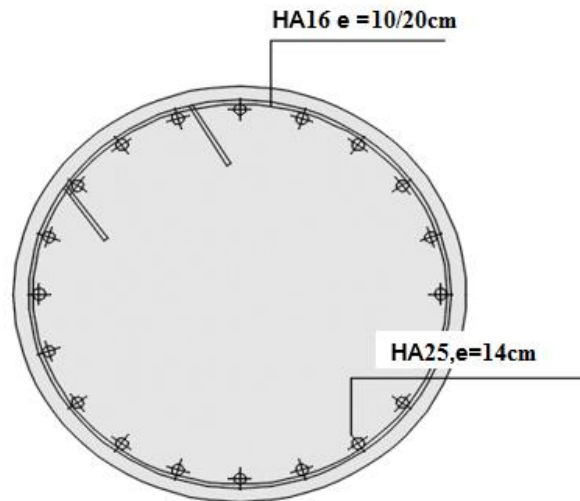


Figure XI.10 : Ferrailage des pieux.

XI.2.ETUDE DE LA CULEE

XI.2.1.Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une **culée remblayée**.

XI.2.2.Prédimensionnement de la culée

Les différentes dimensions des éléments constituant notre culée sont résumées dans le tableau et la figure ci-dessous :

Élément	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1.80	13.25	6.00
Mur frontal	9.00	12.95	1.40
Mur de grève	0.30	11.90	5.00
Mur corbeau	/	/	1.00
Mur en retour	/	11.95	/
Dalle de transition	2.50	12.95	0.45

Tableau XI.10 : Dimensions des différents éléments de la culée

XI.2.3.Descente des charges

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o)	Y(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	3577.50	/	0.00	0.90	0.00	/
Mur frontal	4079.25	/	0.00	6.30	0.00	/
DDT	223.13	/	0.85	10.51	189.66	/
Mur en retour	1833.75	/	3.60	6.67	6601.50	/
Corbeau	38.84	/	0.15	10.28	5.83	/
MGG	359.36	/	-0.23	10.33	-82.65	/
Poids des Terres Amot	6366.96	/	2.40	5.20	15280.70	/
Poids des terres sur DDT	763.61	/	2.56	11.07	1954.83	/
Poussée des terres	/	495.94	/	11.07	/	-5490.05
Poussée (10 kN/m ²)	/	494.09	/	5.65	/	-2791.62

Tableau XI.11 : Evaluations des efforts de la culée.

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o) (m)	Y(y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
R _g	4649.09	/	-0.90	/	-4184.18	/
R _(Al)	1830.07	/	-0.90	/	-1647.06	/
R _{Bc}	1642.80	/	-0.90	/	-1478.52	/
R _{Mc120}	1085.91	/	-0.90	/	-977.32	/
R _{D240}	1778.82	/	-0.90	/	-1600.94	/
R _{ST}	52.50	/	-0.90	/	-47.25	/
H _{f+r}	/	103.08	/	10.80	/	1113.30
H _T	/	64.94	/	10.80	/	701.38
Frein(Al)	/	58.38	/	10.80	/	630.51
Frein(Bc)	/	150.00	/	10.80	/	1620.00

Tableau XI.12 : Evaluations des efforts dus au tablier.

XI.2.4.COMBINAISON DES EFFORTS

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELS et à l'ELU :

	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	ΔM(KN.m)
ELS	G+0.6T	9349.67	4796.52	-19136.10	-539.03	-19675.13
	G+0.6T+1.2Q	9349.67	5341.20	-22270.72	-539.03	-22809.74
	G+0.6T+1.2A(I)+ST	11598.25	4866.58	-19766.61	-990.84	-20757.45
	G+0.6T+1.2Bc+ST	11373.53	4976.52	-20756.10	-945.90	-21702.00
	G+0.6T+Mc120	10435.58	4976.52	-19136.10	-756.21	-19892.31
	G+0.6T+D240	11128.49	4976.52	-19136.10	-894.79	-20030.90
ELU	1.35G+0.9T	12622.05	6481.15	-25886.34	-727.69	-26614.03
	1.35G++0.9T+1.6Q	12622.05	6482.75	-25884.74	-727.69	-26612.43
	1.35G+0.9T+1.6 (A(I)+ST)	15634.17	6574.56	-26727.02	-1330.11	-28057.13
	1.35G+0.9T+1.6 (Bc+ST)	15334.53	6721.15	-28046.34	-1270.18	-29316.53
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	14088.03	6481.15	-25886.34	-1020.88	-26907.23
	1.35G+0.9T+1.35D240	15023.46	6481.15	-25886.34	-1207.87	-27094.31

Tableau XI.13 : Combinaison des efforts

XI.2.5.Ferraillage des éléments de la culée

XI.2.5.1.Mur frontal

Désignation	N(kN)	H(kN)	X(x/o)(m)	Y(y/o)(m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
Mur F	4079.25	0.00	0.00	4.55	0.00	0.00
DDT	223.13	0.00	0.85	10.51	189.66	0.00
Corbeau	38.83	0.00	0.83	10.28	32.24	0.00
MGG	359.36	0.00	0.47	10.33	168.90	0.00
Poids des Terres Amot	0.00	0.00	0.85	10.51	0.00	0.00
Poussée des terres	/	4654.47	0	3.84	0.00	-17857.66
Poussée sur (10 kN/m²)	/	453.89	0	5.76	0.00	-2612.17

Tableau XI.14 : Evaluations des efforts statiques sur mur frontal

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o) (m)	Y(y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
Rg	4649.09	/	-0.20	/	-929.82	/
R(Al)	1830.07	/	-0.20	/	-366.01	/
RBc	1642.80	/	-0.20	/	-328.56	/
RMc120	1085.91	/	-0.20	/	-217.18	/
RD240	1778.82	/	-0.20	/	-355.76	/
RST	52.50	/	-0.20	/	-10.50	/
Hf+r	/	103.08	/	-9.00	/	-927.75
HT	/	64.94	/	-9.00	/	-584.48
Frein(Al)	/	58.38	/	-9.00	/	-525.42
Frein(Bc)	/	150.00	/	-9.00	/	-1350.00

Tableau XI.15 : Evaluations des efforts dus au tablier.

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable. **Voir Annexe.**

a) Section d'acier

Avec Robot expert $A_s = 27.1 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA20/ml ($A_{s1} = 21.99 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

b) Armature de constructions

$A_{s'} = A_s/3 = 9.03 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 8HA12 avec un espacement de 15 cm.

c) Armatures transversales

$A_t = A_s/4 = 6.77 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA12 avec un espacement de 15 cm.

XI.2.5.2.Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales Suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge Bc.

➤ **Évaluation des efforts**

- **Moment dû aux poussées des terres**

$M = (P \times H)/3$ Avec $P = 0,5 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$

H : Hauteur des remblais ; **H = 2,50 m**

K_a : Coefficient de poussée des terres ; $K_a=0$,

L : Longueur des remblais ; $L = 1$ m.

On a :

$P=18.56$ KN/ml

D'où : $M_{p-ELS}=15.47$ KN.m/ml $M_{p-ELU}=20.88$ KN.m/ml

- **Moment dû à la force de freinage du camion Bc**

Le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

μ : Coefficient de pondération.

$\mu = 1.6$ à l'E.L.U et $\mu = 1.2$ à l'E.L.S

$P = 60$ KN.

D'où : $M_{f-ELS}=68,80$ KN.m/ml $M_{f-ELU}=91,74$ KN.m/ml.

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève**

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec

γ : Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

B_c : coefficient de pondération du système Bc.

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

→ $M_{P-ELS} = 43.17$ KN.m/ml.

→ $M_{P-ELU} = 57.57$ KN.m/ml.

- **Combinaison d'actions sur le MGG**

→ $M_{ELS}=M_P+1.2M_Q=127.21$ KN.m/ml.

→ $M_{ELU}=1.35M_G+1.6M_Q= 169.88$ KN.m/ml.

- **Ferraillage de mur garde-grève**

Section d'acier : $A_s = 14$ cm², On prend 5HA20 avec $e=15$ cm. **Voir Annexe C.**

Armature de construction : $A_{s2} = A_{s3} = 4.67$ cm², On prend 5HA12 avec $e=15$ cm

Ferraillage transversales : $A_{s2} = A_{s4} = 3.50$ cm², On prend 5HA10 avec $e=15$ cm

XI.2.5.3.Dalle de transition

La dalle de transition présente les dimensions suivantes

Longueur : $L = 5.00$ m ; Largeur ; Epaisseur : $e = 0.30$ m.

Les charges qui agissent sur cette dernière sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Type de charge	Q (kN/ml)	M (kN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	23.43	18.75
Revêtement	2	6.25	5
Remblai	12.6	39.37	31.5
Surcharges	10	31.25	25

Tableau XI.16 : Charges agissantes sur la dalle de transition

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

▪ **A l'ELS :**

M_{ELS} = 106.56 kN.m/ml

T_{ELS} = 85.25 kN/ml

▪ **A l'ELU :**

M_{ELU} = 143.23 kN.m/ml

T_{ELU} = 114.59 kN/ml

• **Ferraillage de la dalle de transition**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en Annexe.

Section d'acier

Avec Robot expert $A_s = 19.50 \text{ cm}^2$; On prend **7HA20/ml**, $e = 15 \text{ cm}$.

Armature de construction

$A_s' = A_s/3 = 6.50 \text{ cm}^2$; Soit : **7HA12/ml**, $e = 15 \text{ cm}$

Armature transversale

$A_s' = A_s/4 = 4.88 \text{ cm}^2$; Soit : **7HA10/ml**, $e = 15 \text{ cm}$

XI.2.5.4. Corbeau d'appui de la dalle de transition

• **Evaluation des efforts :**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Réaction due au poids des charges - Permanentes :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition.

q : charges permanentes ; $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_p \text{ dalle}$.

$$\rightarrow R_{\text{Rem}} = \frac{22.10 \times 5}{2} = 55.25 \text{ kN.m/ml}$$

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R = \frac{ql}{2}$$

q : Surcharges.

$$\rightarrow R = \frac{10 \times 5}{2} = 25.00 \text{ kN.m/ml}$$

Combinaison d'actions sur le corbeau :

$$\text{A l'ELU : } R_{ELU} = 1.35 \times R_G + 1.6 \times R_Q$$

$$\rightarrow R_{ELU} = 112.09 \text{ kN.m/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } R_{ELS} = R_G + 1.2 \times R_Q$$

$$\rightarrow R_{ELS} = 80.25 \text{ kN.m/ml}$$

- **Ferraillage du corbeau :**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$; On prend : 5HA20/ml avec $e = 20 \text{ cm}$.

Armature de construction : $A_{s2} = A_s/3 = 3,73 \text{ cm}^2$, On prend 7 HA10 avec $e = 15 \text{ cm}$.

XI.2.5.5.MUR EN RETOUR

Le mur en retour a été modélisé à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

L'étude du mur en retour se fera à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis , dont les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Combinaisons	Moments
ELS	Mxx=770 kN.m/ml Myy=175 kN.m/ml
ELU	Mxx=227 kN.m/ml Myy=980 kN.m/ml

Tableau XI.17 : Moment max du mur en retour à L'ELU et à L'ELS

- **Ferraillage du mur en retour :**

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en Annexe.

- **Ferraillage horizontal :**

- **Section d'acier (coté remblai) :**

$A_S = 36 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 8HA25/ml, et un espacement de 15 cm

- Armatures de construction :

$AS' = AS/3 = 12 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 8HA14/ml avec un espacement de 15 cm

- Armatures transversales :

$AS' = AS/3 = 9 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 8HA12/ml avec un espacement de 15 cm

• Ferrailage vertical :

- Section d'acier (coté remblai) :

$AS = 26.4 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 7HA25/ml un espacement de 15 cm

- Armatures de construction :

$AS' = AS/3 = 8.8 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 7HA14/ml, avec un espacement de 15 cm.

- Armatures transversales :

$AS' = AS/3 = 6.60 \text{ cm}^2$; donc nous optons pour 7HA12/ml, avec un espacement de 15 cm.

Ci-dessous le schéma général du ferrailage de la culée :



Figure XI.11 : Ferrailage de la culée

XI.3. CONCLUSION

Ce chapitre examine l'infrastructure sous différents aspects, tels que le dimensionnement et la stabilité de la pile et de la culée. Il comprend également le calcul de ferrailage des éléments, ce qui garantit leur bon fonctionnement et permet une exploitation sécurisée de l'ouvrage.

CHAPITRE XII
RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE

XII.1.INTRODUCTION

Les ouvrages d'art jouent un rôle essentiel dans l'infrastructure de transport en permettant le franchissement d'obstacles naturels. Cependant, au fil du temps, les viaducs subissent des processus de vieillissement et de détérioration qui peuvent compromettre leur intégrité structurelle et leur durabilité. Ce rapport examine les mécanismes de vieillissement et de détérioration courants dans les viaducs, et propose des solutions pour leur maintenance et leur réhabilitation.

XII.2.HISTORIQUE DES PONTS

L'histoire des ponts remonte à des milliers d'années, avec des preuves de structures de franchissement de cours d'eau datant de l'Antiquité. Les premiers ponts étaient généralement construits en bois et en pierre, et leur développement a été étroitement lié à l'évolution de l'ingénierie et de l'architecture.

Dans l'Égypte ancienne, les ponts en pierre ont commencé à être construits vers 2600 av. J.-C. Les Romains ont ensuite perfectionné l'art de la construction de ponts en utilisant des arcs et des voûtes, notamment le célèbre Pont du Gard en France. Au Moyen Âge, les ponts en bois étaient courants, mais leur durabilité était limitée en raison des incendies et de la décomposition.

La Renaissance a vu des progrès significatifs dans la conception des ponts, avec des ingénieurs tels que Leonardo da Vinci qui ont exploré des idées novatrices. Au 18^e siècle, l'essor de la Révolution industrielle a permis l'utilisation de nouveaux matériaux tels que le fer et l'acier, conduisant à la construction de ponts métalliques de grande envergure.

Le 19^e et le 20^e siècle ont été marqués par des avancées technologiques majeures dans la construction de ponts. Les ingénieurs ont développé des techniques de suspension, donnant naissance à des ponts emblématiques tels que le pont de Brooklyn à New York. Les ponts en béton armé ont également gagné en popularité grâce à leur résistance et à leur durabilité.

Aujourd'hui, la conception des ponts repose sur des principes d'ingénierie avancés et utilise des matériaux modernes tels que le béton précontraint et les composites. Les ponts modernes sont conçus pour résister à des charges lourdes, à des contraintes environnementales et à des événements sismiques.

L'histoire des ponts témoigne de la progression des compétences techniques et de la créativité humaine. Les ponts sont non seulement des structures fonctionnelles qui permettent la circulation des personnes et des marchandises, mais aussi des symboles de l'ingéniosité humaine et de la connexion entre les communautés.

XII.3.Mécanismes de Vieillissement et de Détérioration des ponts

XII.3.1. Corrosion

La corrosion des ponts est un problème courant qui affecte leur durabilité et leur intégrité structurelle. La corrosion est le processus chimique qui se produit lorsque des métaux, tels que l'acier utilisé dans la construction des ponts, réagissent avec l'environnement et se dégradent progressivement. Les principales causes de la corrosion des ponts sont les

conditions environnementales agressives, telles que l'exposition à l'humidité, au sel, à la pollution atmosphérique et à d'autres produits chimiques. Les ponts situés dans des zones côtières ou à proximité de routes salées sont particulièrement vulnérables à la corrosion en raison de l'exposition prolongée aux embruns salins. La corrosion des ponts peut entraîner la détérioration des armatures en acier, ce qui affaiblit la structure et peut entraîner des fissures, des déformations et même l'effondrement du pont. En plus des problèmes structurels, la corrosion peut également entraîner des coûts de maintenance et de réparation élevés.



Figure XII.1 : Corrosion dans un pont

XII.3.2.Fatigue

La fatigue des ponts est un phénomène de dégradation qui survient en raison des charges répétées auxquelles les ponts sont soumis au fil du temps. Lorsque des charges fluctuantes, telles que le trafic routier ou les charges climatiques, sont appliquées sur les éléments structurels d'un pont, des contraintes cycliques se produisent. Au fil du temps, ces contraintes cycliques peuvent provoquer la formation et la propagation de fissures, ce qui affaiblit la structure du pont.

Les principaux facteurs contribuant à la fatigue des ponts comprennent la conception structurelle, la qualité des matériaux, l'intensité du trafic, les conditions environnementales et les charges imprévues. Les ponts avec des détails de construction inappropriés ou des défauts de fabrication peuvent être plus sujets à la fatigue.

Les effets de la fatigue des ponts peuvent varier en fonction de plusieurs facteurs, tels que la durée de vie prévue du pont, les conditions environnementales locales et les charges de trafic. Les conséquences de la fatigue peuvent aller de petites fissures superficielles qui nécessitent une réparation mineure à des défaillances structurales majeures qui mettent en danger la sécurité des usagers du pont.

XII.3.3.Érosion

L'érosion des matériaux de soutènement tels que les sols et les fondations peut affaiblir la stabilité structurelle des viaducs.

XII.3.4. Fissuration et Déformation

La fissuration et les déformations sont des problèmes courants rencontrés dans les ponts et peuvent affecter leur intégrité structurelle et leur sécurité. Ces phénomènes peuvent être causés par plusieurs facteurs, tels que les charges de trafic, les variations de température, les mouvements du sol, la corrosion et les erreurs de conception ou de construction.

Les fissures peuvent se former dans les éléments en béton ou en acier des ponts en raison de contraintes excessives. Les fissures peuvent être superficielles ou profondes, et si elles ne sont pas traitées correctement, elles peuvent s'agrandir et compromettre la stabilité du pont.

Les déformations se réfèrent aux changements de forme ou de géométrie des éléments structuraux du pont. Cela peut inclure la flexion, le gauchissement, l'affaissement ou l'inclinaison des poutres, des tabliers ou des piliers. Les déformations peuvent résulter d'une surcharge, d'une déformation permanente du matériau, d'un affaissement du sol de fondation ou d'un mauvais dimensionnement des éléments.



Figure XII.2 : Fissure dans le pont Champlain

XII.4. Solutions de Maintenance et de Réhabilitation

XII.4.1. Inspection régulière

L'inspection régulière des ponts est une pratique essentielle pour garantir leur sécurité, leur fiabilité et leur durabilité tout au long de leur cycle de vie. Les inspections permettent de détecter les problèmes potentiels, tels que les dommages structuraux, la corrosion, les fissures, les déformations et d'autres défauts, afin de prendre des mesures correctives appropriées avant qu'ils ne deviennent critiques.

Voici quelques points clés liés à l'inspection régulière des ponts :

- **Planification des inspections :** Les inspections doivent être planifiées de manière régulière et systématique, conformément aux réglementations et aux normes en vigueur. Les ponts doivent être classés en fonction de leur importance, de leur âge, de leur type de structure et d'autres critères pour déterminer la fréquence et le niveau de détail des inspections.

- **Méthodes d'inspection :** Les inspections peuvent être effectuées visuellement, à l'aide de jumelles, d'échafaudages, de drones, de caméras ou d'autres outils d'inspection spécialisés. Des méthodes d'essai non destructives, telles que les ultrasons, la radiographie ou les essais de charge, peuvent également être utilisées pour évaluer l'intégrité structurelle du pont.
- **Évaluation des conditions :** Les inspecteurs évaluent l'état général du pont, y compris les superstructures, les infrastructures, les fondations et les éléments connexes tels que les joints de dilatation, les garde-corps et les systèmes de drainage. Ils recherchent les signes de dommages, de corrosion, de déformation, de fissuration, d'usure excessive ou de tout autre défaut.
- **Rapports d'inspection :** Les résultats des inspections sont documentés dans des rapports détaillés, comprenant des descriptions des défauts, des relevés photographiques, des évaluations de l'importance des problèmes identifiés et des recommandations pour les réparations ou les mesures correctives nécessaires.
- **Suivi et maintenance :** Les ponts nécessitant des réparations ou des mesures correctives font l'objet d'un suivi pour s'assurer que les actions recommandées sont mises en œuvre dans les délais appropriés. De plus, une maintenance régulière, telle que le nettoyage des drains, la réparation des revêtements de protection et le remplacement des composants défectueux, doit être effectuée pour maintenir l'état optimal du pont.

L'inspection régulière des ponts est une composante clé de la gestion des infrastructures et de la prévention des accidents ou des défaillances majeures. En identifiant et en traitant rapidement les problèmes potentiels, les inspections contribuent à maintenir la sécurité des usagers du pont et à prolonger sa durée de vie opérationnelle.

XII.4.2.Protection contre la corrosion

La protection contre la corrosion dans les ponts est d'une importance capitale pour garantir leur durabilité et leur intégrité structurelle à long terme. Les ponts sont souvent exposés à des conditions environnementales agressives, telles que l'humidité, le sel, la pollution atmosphérique et les produits chimiques, qui peuvent entraîner une corrosion accélérée des éléments métalliques.

Voici quelques mesures de protection contre la corrosion couramment utilisées dans les ponts :

- **Revêtements de protection :** L'application de revêtements de protection, tels que la peinture, le galvanisage ou les revêtements époxy, peut empêcher l'eau et les produits chimiques corrosifs d'entrer en contact direct avec les surfaces métalliques. Ces revêtements agissent comme une barrière protectrice, retardant ainsi le processus de corrosion.
- **Systèmes d'anodes sacrificielles :** Les systèmes d'anodes sacrificielles sont utilisés pour protéger les structures métalliques du pont en les connectant à des métaux plus réactifs qui se corroderont à leur place. Des anodes en alliage de zinc, d'aluminium ou de magnésium sont placées stratégiquement sur la structure du pont pour attirer la corrosion et préserver les éléments métalliques principaux.

- **Utilisation d'acier inoxydable** : L'utilisation d'acier inoxydable, qui est résistant à la corrosion, dans la construction des ponts peut considérablement réduire les risques de corrosion. Cependant, l'acier inoxydable est généralement plus coûteux que l'acier conventionnel et est utilisé principalement dans des applications spécifiques.
- **Drainage efficace** : Un système de drainage efficace est crucial pour évacuer rapidement l'eau et les produits chimiques corrosifs qui pourraient s'accumuler sur les surfaces du pont. Des dispositifs de drainage appropriés, tels que des caniveaux, des gouttières et des systèmes de collecte des eaux pluviales, doivent être installés pour minimiser l'exposition aux éléments corrosifs.

Il est important de souligner que la protection contre la corrosion doit être régulièrement surveillée et entretenue. Les inspections régulières et les réparations appropriées des revêtements de protection et des systèmes de protection contre la corrosion sont essentielles pour garantir leur efficacité et leur bon fonctionnement.

En mettant en œuvre des mesures de protection contre la corrosion appropriées, il est possible de prolonger la durée de vie des ponts et de minimiser les coûts de maintenance associés à la corrosion. La protection contre la corrosion est une partie intégrante de la gestion efficace des infrastructures de ponts.

XII.4.3.Renforcement structurel

Des techniques de renforcement structurel, telles que l'ajout de barres d'acier supplémentaires, la précontrainte et l'ajout de contreventements, peuvent améliorer la résistance des viaducs existants.

XII.4.4.Réparation des fissures et des déformations

La réparation des fissures et des déformations dans les ponts est une étape essentielle pour préserver leur intégrité structurelle et garantir la sécurité des usagers. Les fissures et les déformations peuvent apparaître dans les éléments en béton, en acier ou dans d'autres matériaux constitutifs du pont en raison de charges excessives, de mouvements du sol, de la corrosion ou d'erreurs de conception ou de construction.

Voici quelques méthodes couramment utilisées pour la réparation des fissures et des déformations dans les ponts :

- **Injection de résine époxy** : Cette méthode consiste à injecter une résine époxy spéciale dans les fissures du pont. La résine pénètre dans les fissures et se solidifie, liant les bords de la fissure et rétablissant ainsi l'intégrité structurelle du pont.
- **Renforcement par précontrainte** : Le renforcement par précontrainte est utilisé pour renforcer les éléments du pont qui présentent des déformations excessives. Cette technique implique l'application de forces de précontrainte, généralement à l'aide de câbles en acier tendus, pour contrebalancer les forces de flexion indésirables et redresser les éléments déformés.
- **Renforcement avec des matériaux composites** : Les matériaux composites, tels que les tissus en fibre de carbone ou en fibre de verre, peuvent être utilisés pour renforcer les éléments structurels du pont. Ces matériaux sont collés à la surface du pont pour

renforcer les zones endommagées ou affaiblies, améliorant ainsi leur résistance et leur rigidité.

- **Réparation par scellement des fissures :** Cette méthode consiste à sceller les fissures du pont à l'aide de matériaux de scellement, tels que des mastics élastomères ou des produits de calfeutrage. Le scellement des fissures empêche l'infiltration d'eau et de substances corrosives, réduisant ainsi les risques de corrosion et de détérioration supplémentaire.
- **Remplacement des éléments défectueux :** Dans certains cas, lorsque les fissures ou les déformations sont trop importantes ou que les éléments sont gravement endommagés, il peut être nécessaire de remplacer les éléments défectueux du pont. Cela peut impliquer le remplacement de poutres, de tabliers ou d'autres composants structurels pour rétablir l'intégrité du pont.

Il est important de noter que la sélection de la méthode de réparation appropriée dépendra de la nature et de l'étendue des fissures et des déformations, ainsi que des conditions spécifiques du pont. Une évaluation approfondie par des ingénieurs spécialisés est essentielle pour déterminer la meilleure approche de réparation.

La réparation des fissures et des déformations dans les ponts doit être réalisée par des professionnels qualifiés et en suivant les normes et réglementations applicables. Un entretien régulier et des inspections périodiques sont également nécessaires pour détecter les problèmes à un stade précoce et prendre des mesures correctives appropriées.

XII.4.5.Surveillance continue

La surveillance continue des viaducs à l'aide de capteurs intégrés permet de détecter les changements dans leur comportement structurel et d'anticiper les problèmes potentiels.

XII.4.6.Programme d'entretien préventif

La mise en place d'un programme d'entretien régulier comprenant le nettoyage, la réparation des revêtements, le remplacement des joints d'expansion et le drainage efficace peut prolonger la durée de vie des viaducs.

XII.5.Conclusion

En conclusion, le vieillissement et la détérioration des ponts sont des problèmes courants qui nécessitent une attention constante pour maintenir leur sécurité et leur fonctionnalité. Les ponts sont soumis à des charges répétées, à des conditions environnementales agressives et à d'autres facteurs qui contribuent à leur dégradation progressive au fil du temps.

En résumé, une gestion proactive et une surveillance continue sont essentielles pour prévenir et atténuer les effets de ces apparences, assurant ainsi leur sécurité et leur durabilité à long terme.

Conclusion générale

En résumé, ce projet de fin d'études nous a offert une opportunité précieuse d'approcher concrètement le domaine des travaux publics. Il nous a permis de nous familiariser avec les calculs (dimensionnement, méthodes de calcul, etc.) appliqués aux ouvrages d'art.

De plus, nous avons appris à modéliser ces ouvrages et à observer leur comportement réel sous différentes charges et sollicitations. Nous avons également acquis une solide maîtrise des logiciels spécialisés.

Malgré les obstacles rencontrés tout au long de ce projet, nous avons exploité toutes les opportunités pour présenter une étude détaillée et minimiser les erreurs potentielles, car toute création humaine est imparfaite et personne n'est omniscient. Enfin, ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre parcours de formation, en bénéficiant de l'expertise et de l'expérience des professionnels du domaine.

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENTS

- 1- BAEL 91. (1991) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- 2- BPEL 91. (Révisé 99) : Règles techniques de conception de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titres
- 3- RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- 4- RPOA (2008) : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- 5- SETRA. (Février 1996) : Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.
- 6- SETRA. (Juin 2008) : Ponts en béton précontraint construit par encorbellement successifs : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.
- 7- Document SETRA, Ponts mixtes acier – béton, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.
- 8- Ponts courants en zone sismique, guide de conception, SETRA
- 10- CHAUSSIN, Robert. Béton précontraint. Technique de l'ingénieur, C 2360, 1990.

PROJETS FIN D'ETUDE

- 11- Etude d'un pont à poutres continues en béton précontraint par post-tension d'une longueur totale de 245m Présenté par : Melle : BEN ABBI TINHINANE / Promotion 2021
- 12- Etude d'un viaduc sur la 4ème rocade entre l'échangeur RN18 Khemis Miliana et l'échangeur Hanacha d'une longueur totale de 246m Présenté par : Mr. TAMINE Oussama Mr. KELLAL Soheib /Promotion 2020

LOGICIELS DE CALCUL

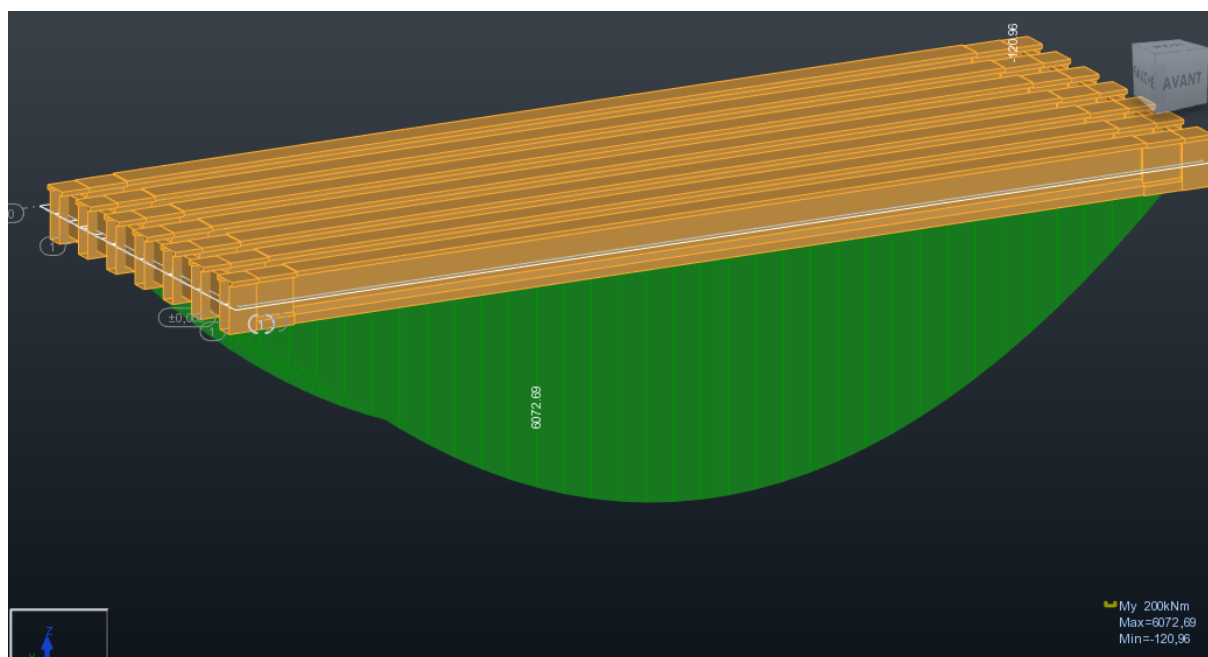
- 13-ROBOT 2018 — Modélisation et évaluation des efforts.
- 14-ROBOT EXPERT 2010— Estimation de la section d'acier.
- 15-EXCEL — Préparation les tableaux et les feuilles de calcul.
- 16-AUTOCAD 2016 — Dessins.

ANNEXE A

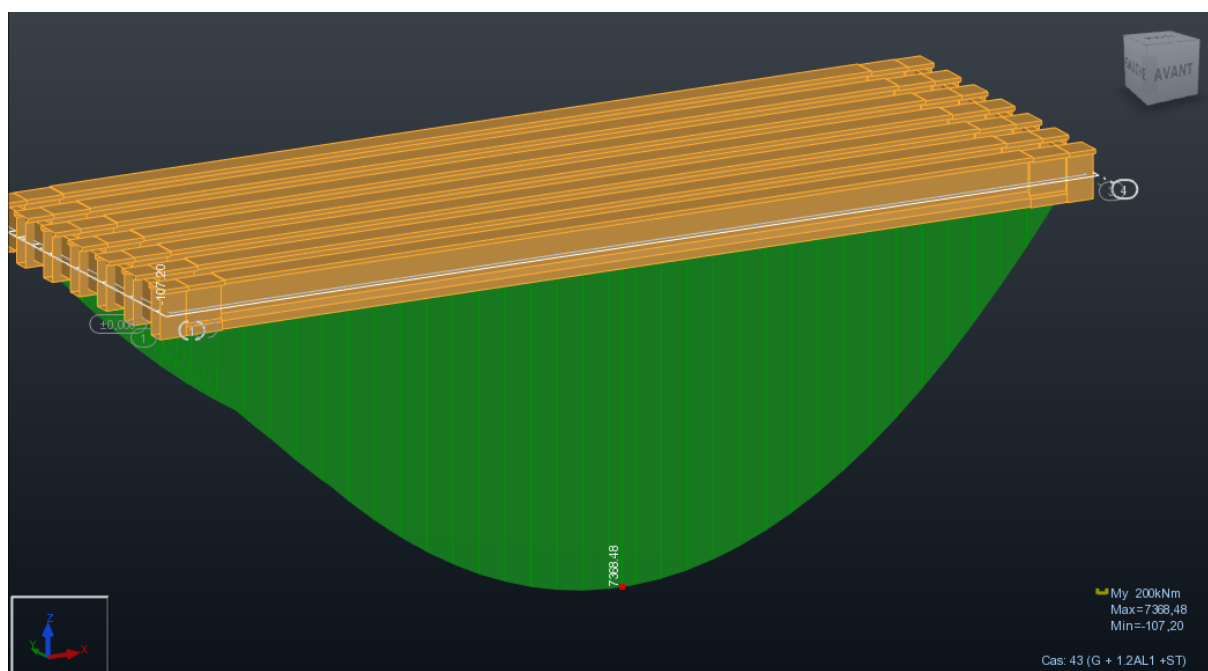
Modélisation et évaluation des efforts

Moments fléchissant au niveau du tablier :

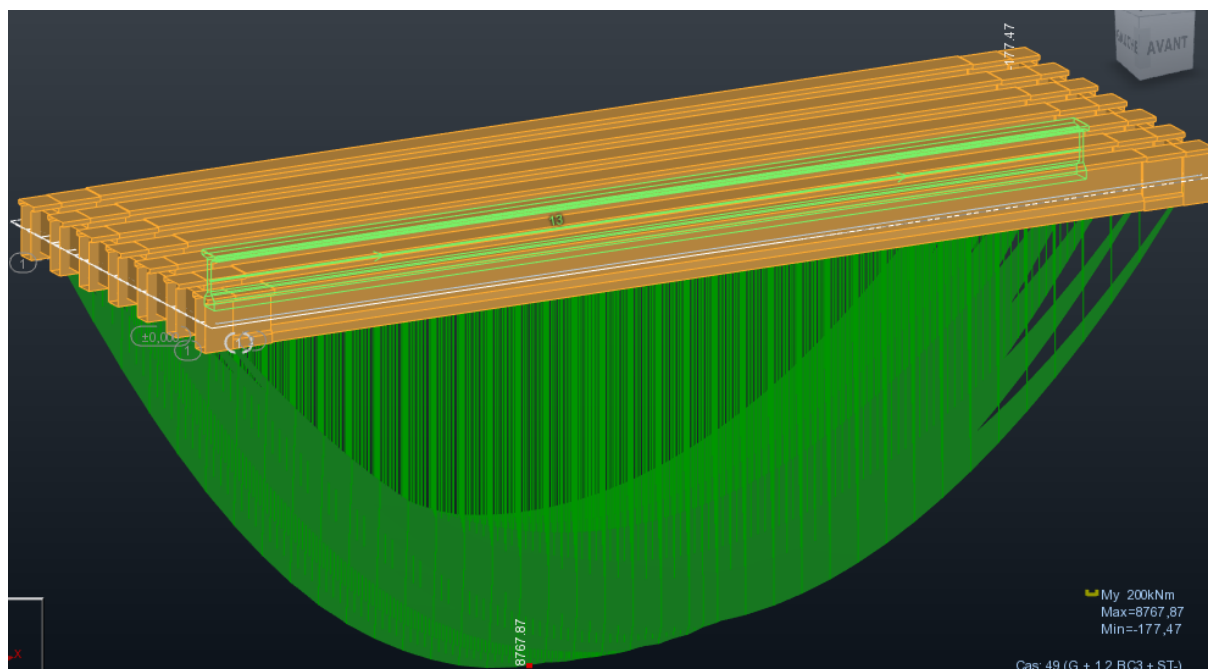
ELS :



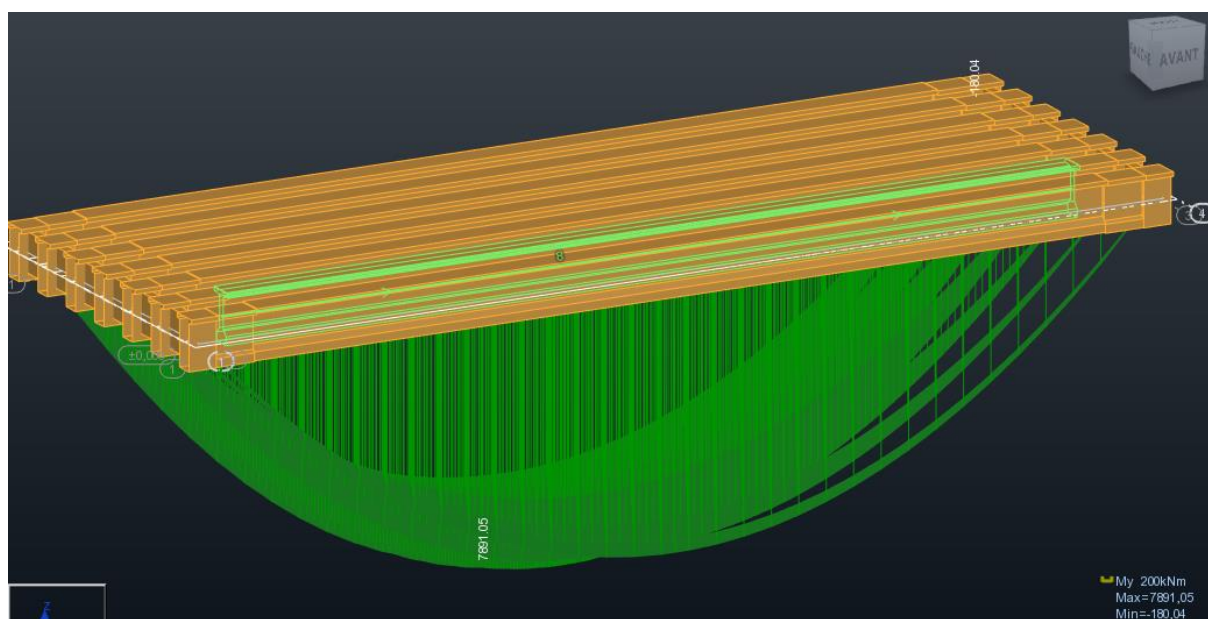
G



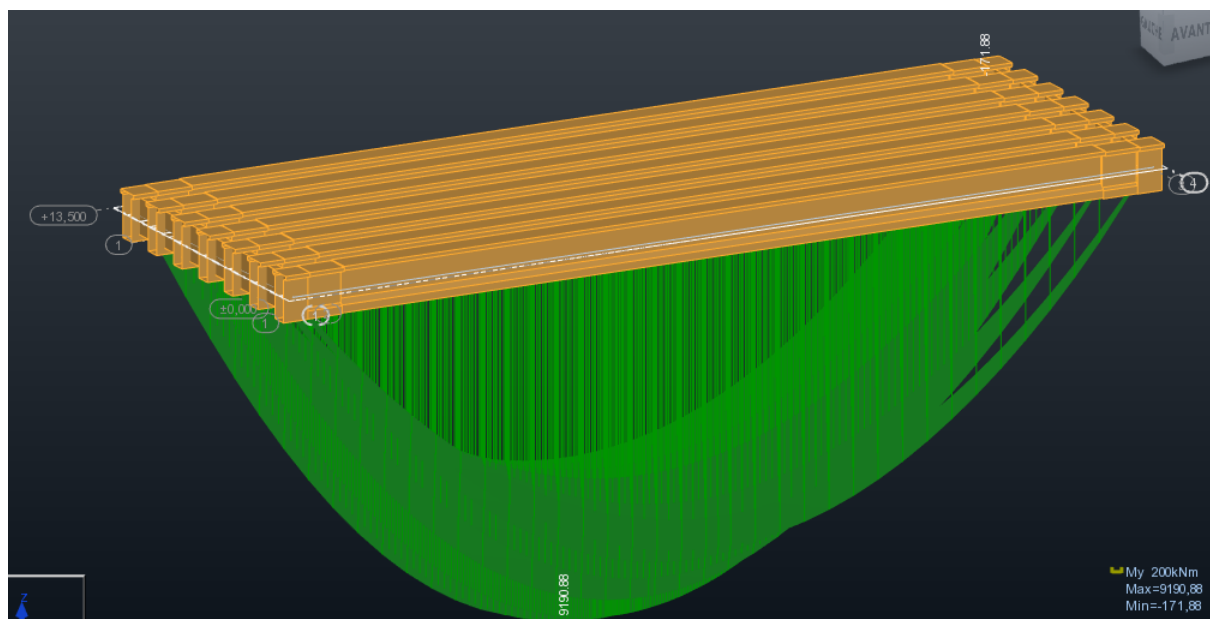
G + 1.2 A(l)1 + ST



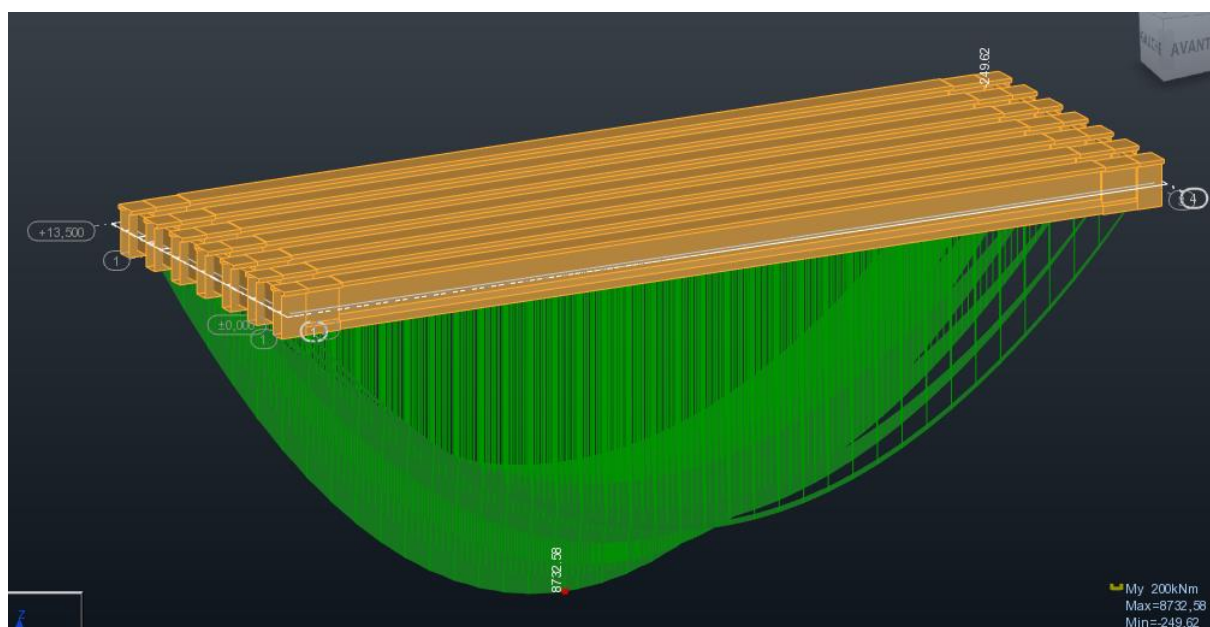
G + 1.2 BC3 + ST



G + 1.2 BT2 + ST

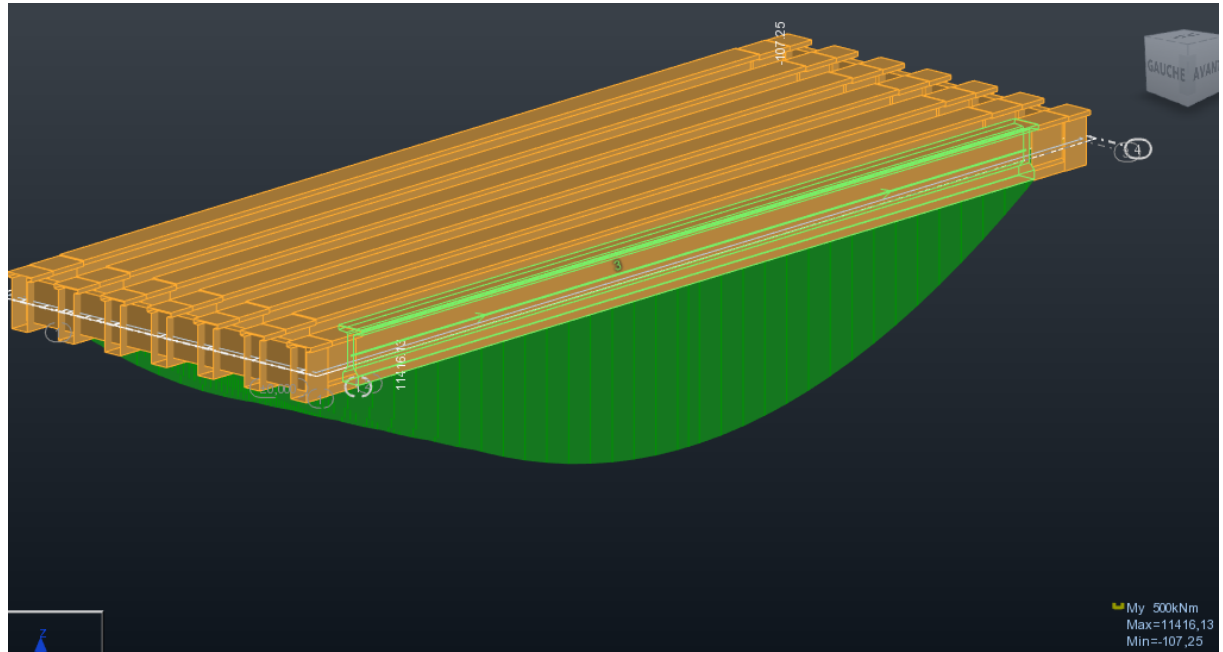


G + D240

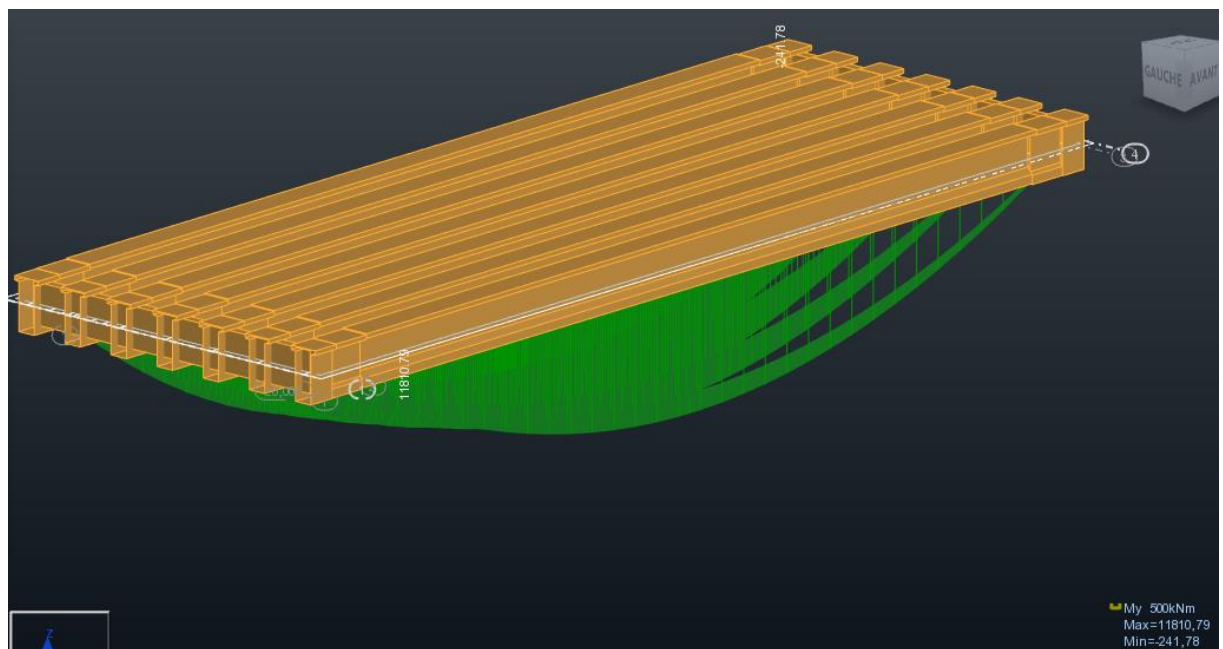


G + MC120

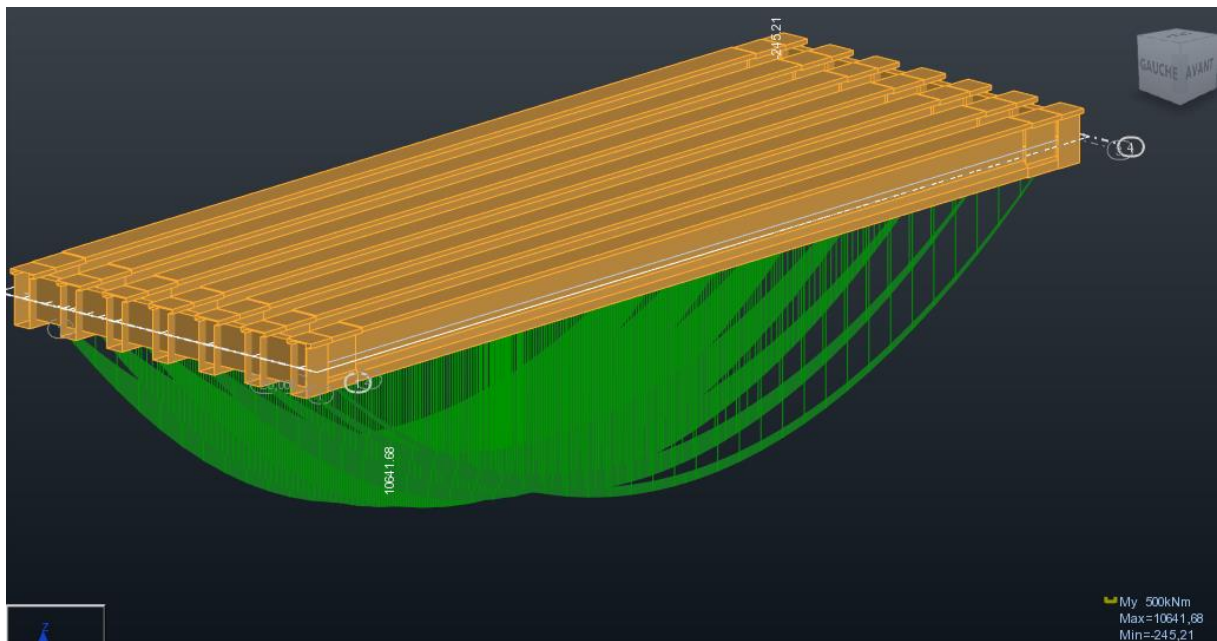
ELU :



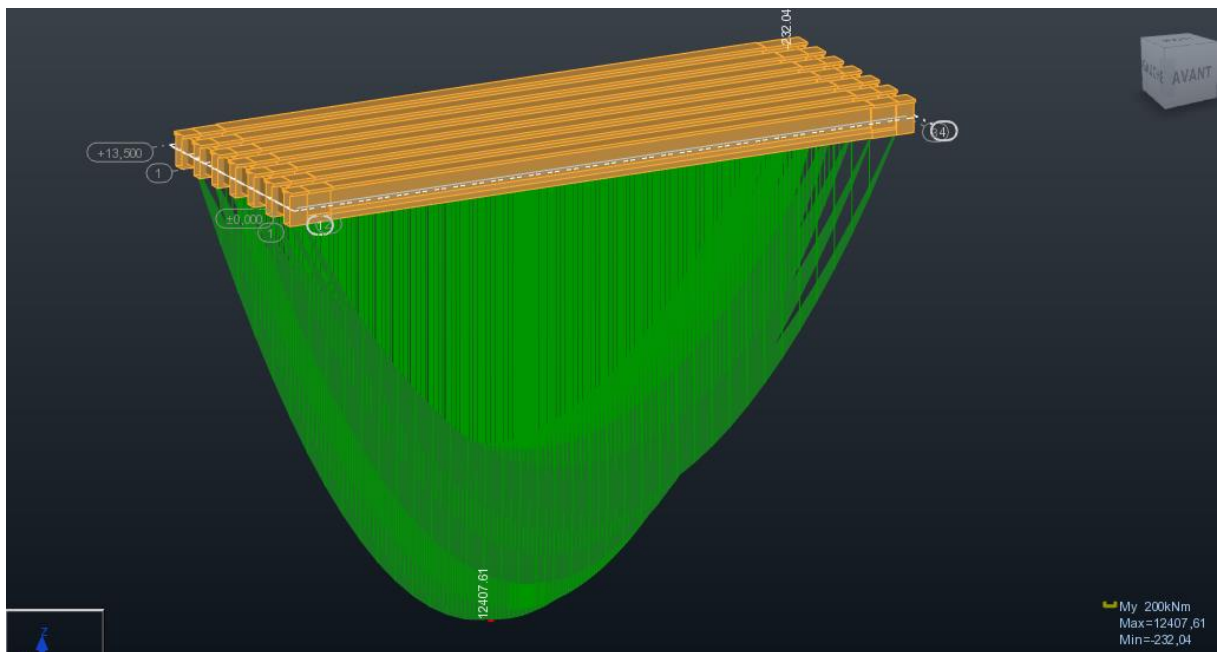
1.35 G + 1.6 A(I)3 + 1.6 ST



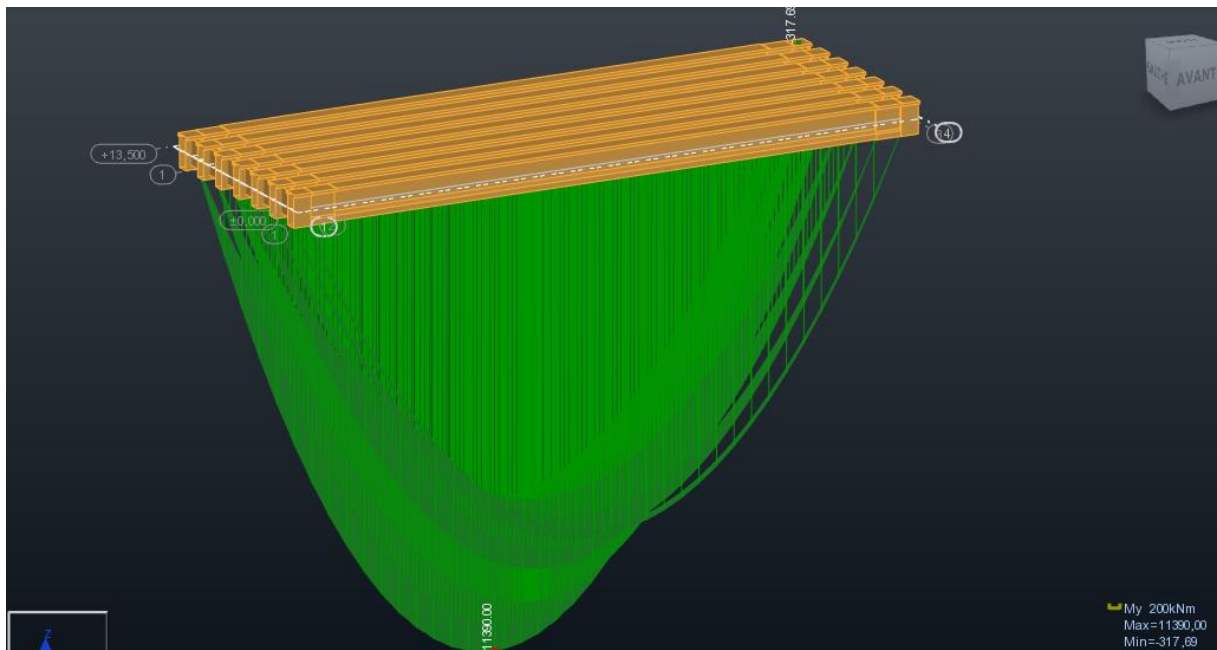
1.35 G + 1.6 BC3 + 1.6 ST



1.35 G + 1.6 BT2 + 1.6 ST



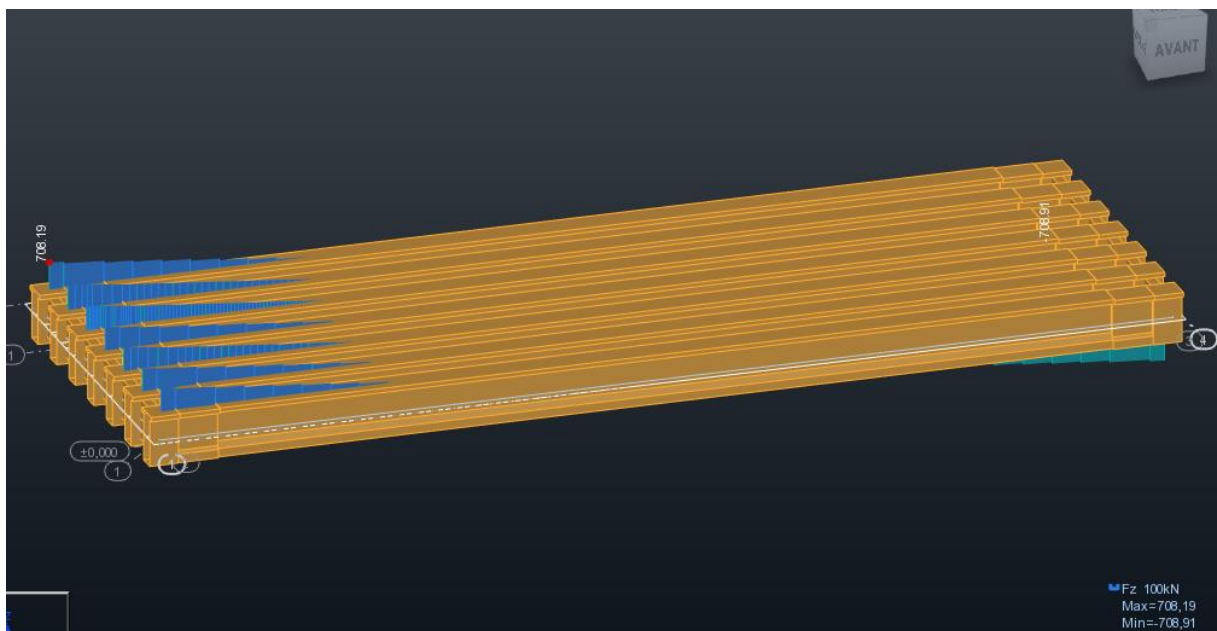
1.35 G + 1.35 D240



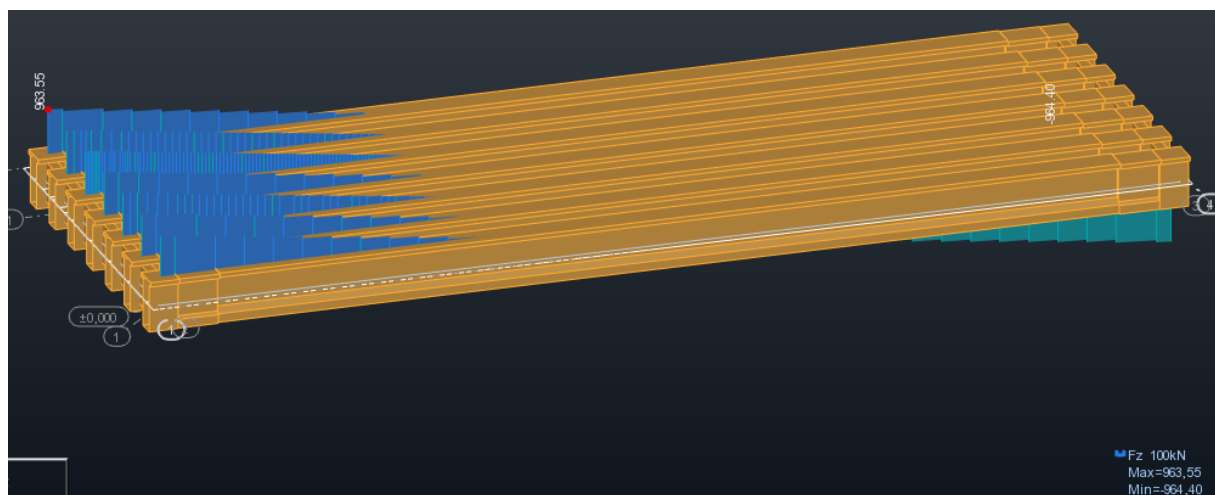
1.35 G + 1.35 MC120

Efforts tranchants au niveau du tablier :

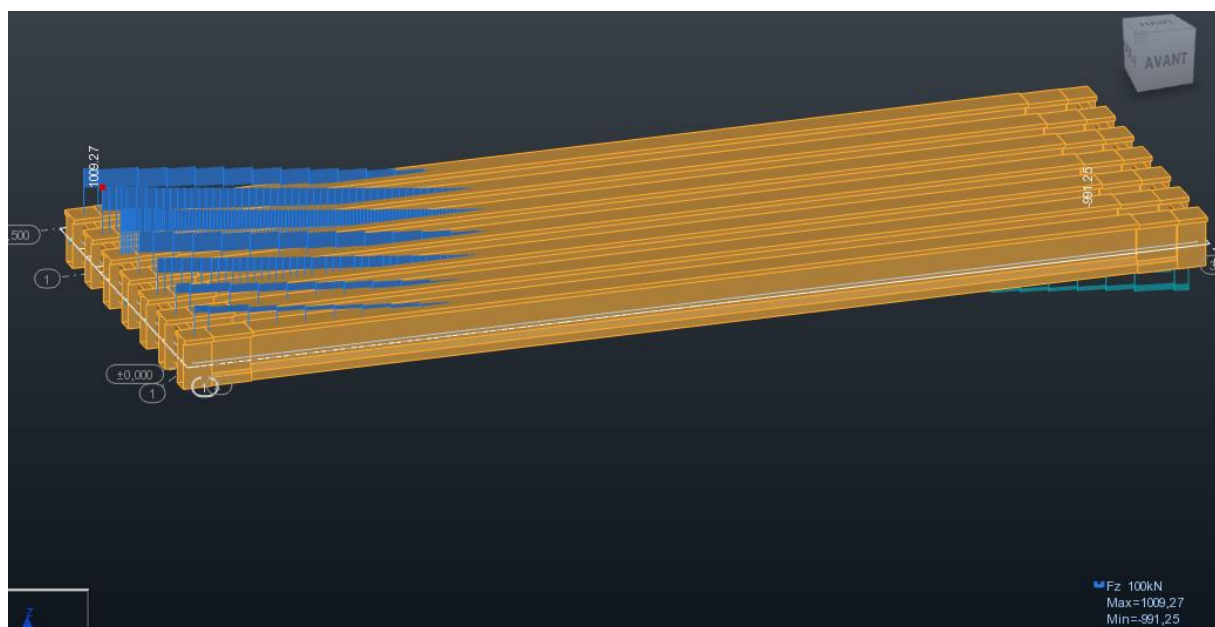
ELS :



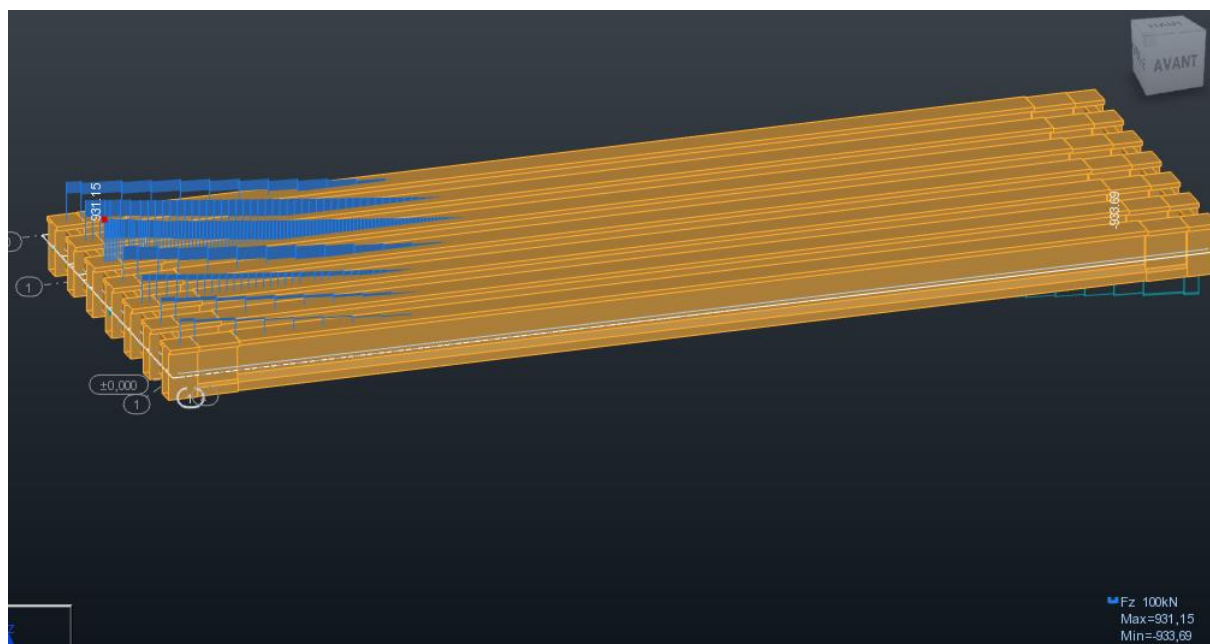
G



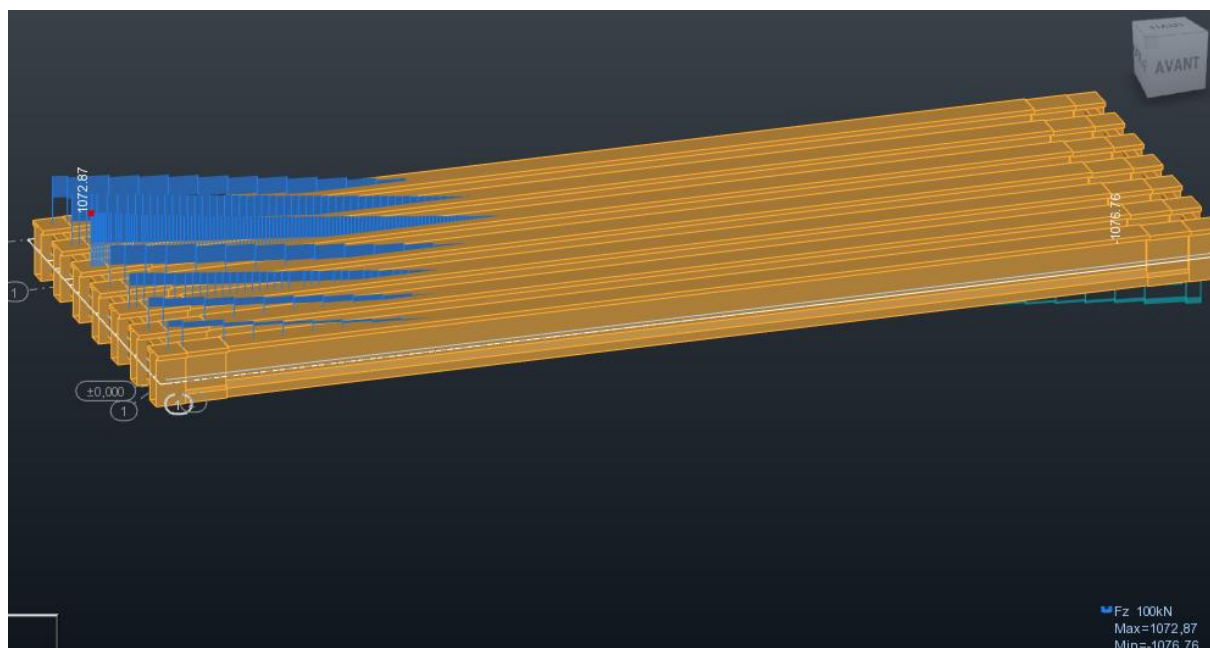
G + 1.2 A(l)3 + ST



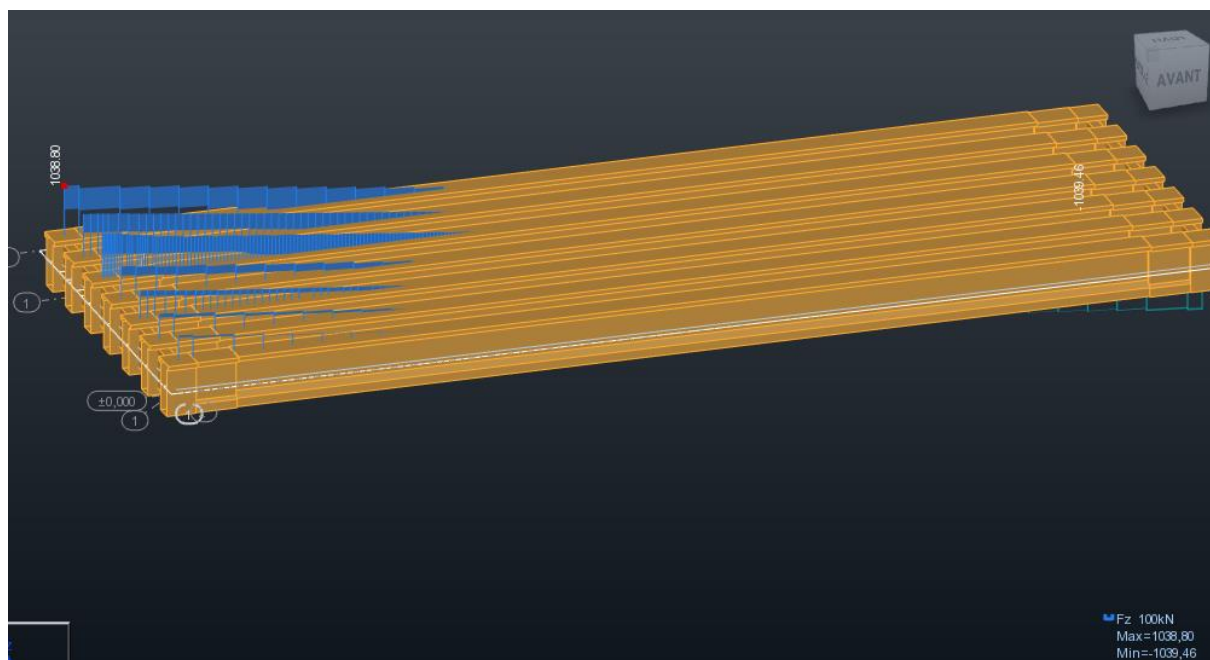
G + 1.2 BC3 + ST



G + 1.2 BT2 + ST

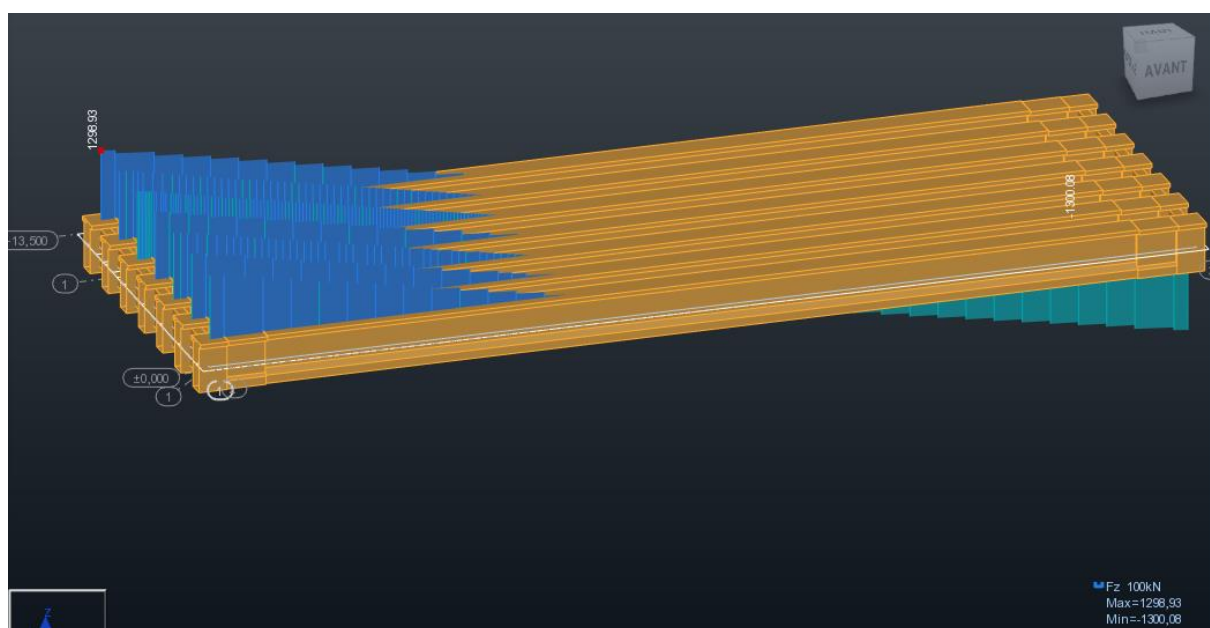


G + D240

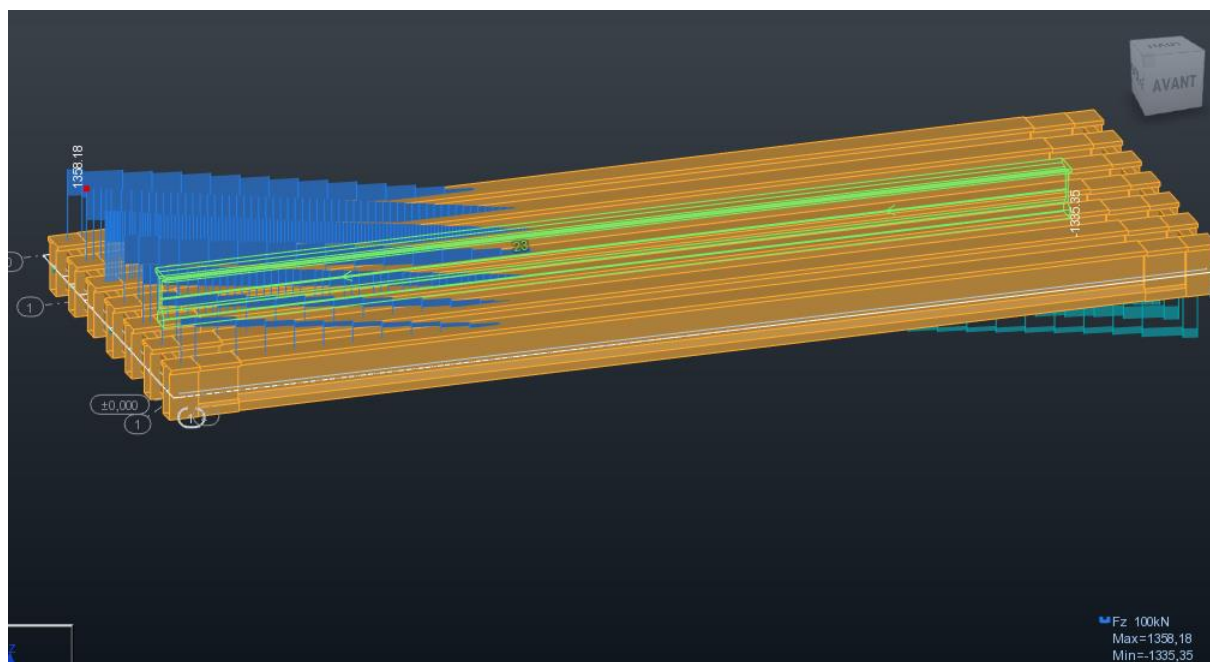


G + MC120

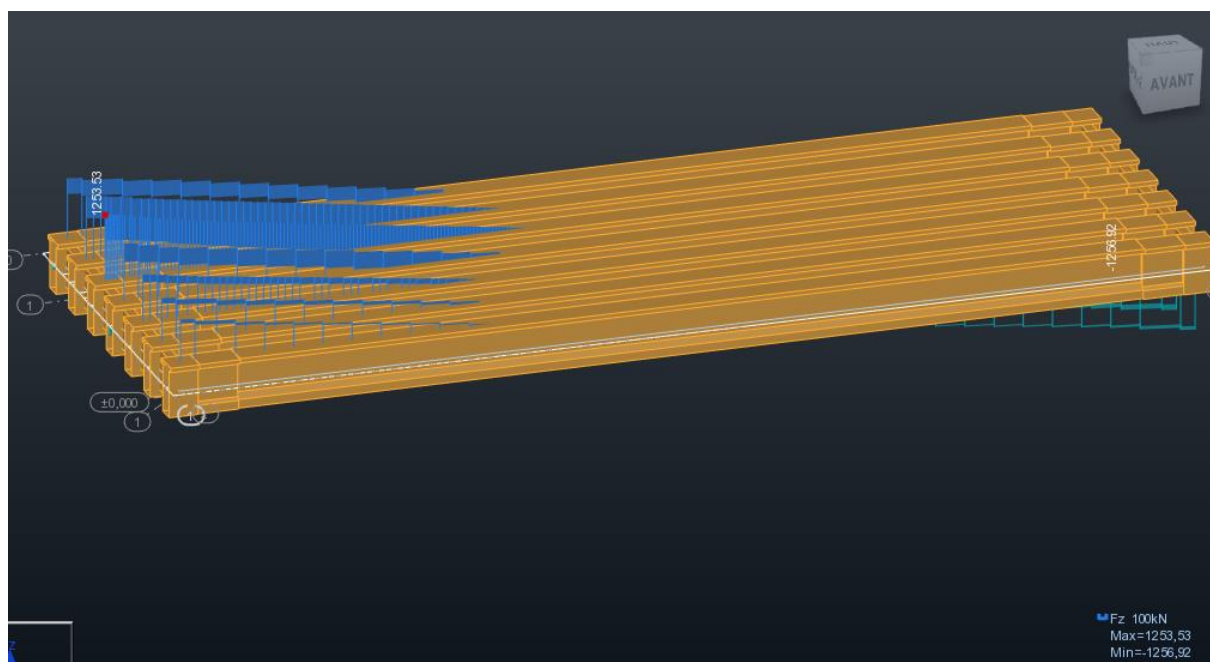
ELU :



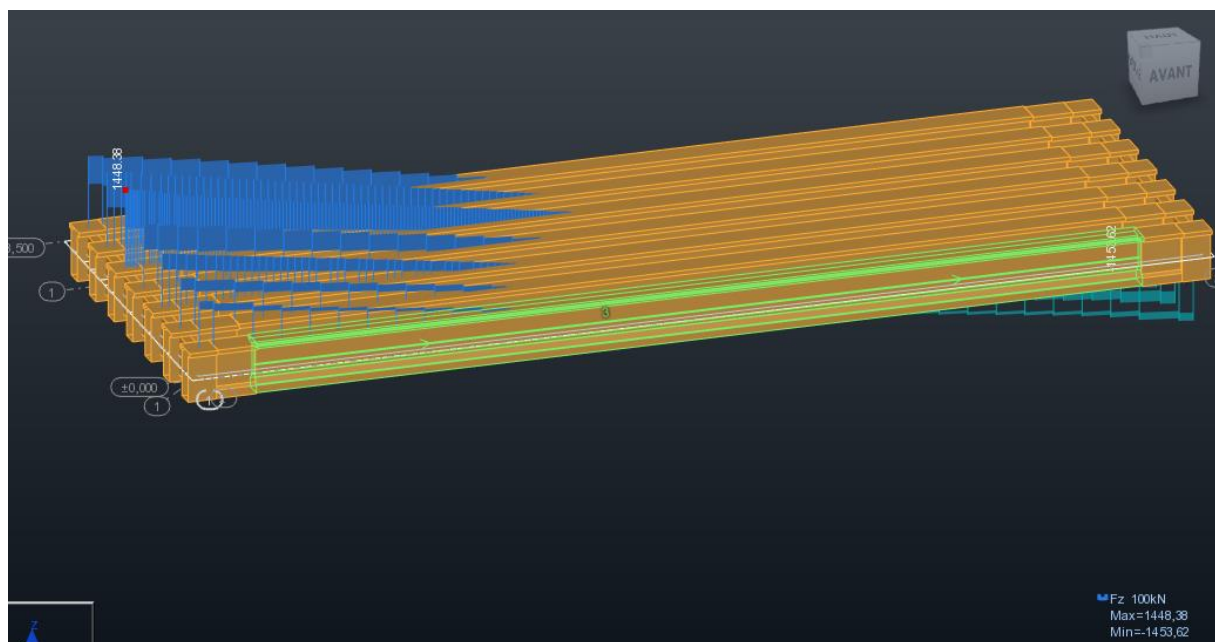
1.35 G + 1.6 A(I)1 + 1.6 ST



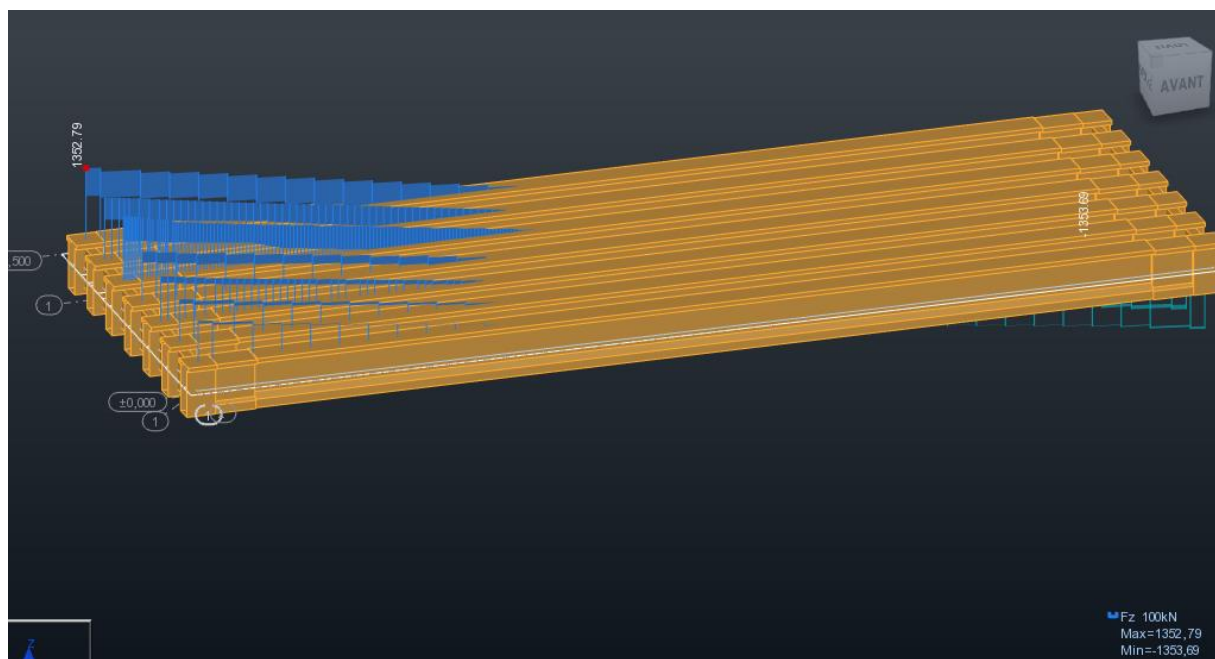
1.35 G + 1.6 BC3 + 1.6 ST



1.35 G + 1.6 BT2 + 1.6 ST



1.35 G + 1.35 D240



1.35 G + 1.35 MC120

ANNEXE B
TABLEAUX DE CALCUL

Réactions dues aux surcharges

Système de charge A (RCPR Art 4.4)

1^{ere} cas : une travée chargée

$q A(l) =$	$A(l) * a1 * a2 * L$	
$q A(l) =$	34,859 KN/ml	Pour une voie chargée
$q A(l) =$	69,717 KN/ml	Pour deux voies chargées
$q A(l) =$	94,118 KN/ml	Pour trois voies chargées
$q A(l) =$	104,576KN/ml	Pour quatre voies chargées

2^{eme} cas : deux travées chargées

$$A(l) = 6,69 \text{ KN/m}^2$$

$q A(l) =$	23,42 KN/ml	Pour une voie chargée
$q A(l) =$	46,83 KN/ml	Pour deux voies chargées
$q A(l) =$	63,22 KN/ml	Pour trois voies chargées
$q A(l) =$	70,25 KN/ml	Pour quatre voies chargées

Caractéristiques du béton Précontraint

Caractéristiques du béton		
$F_{csup} =$	35	MPa
$F_{cinf} =$	27	MPa
$F_{t28} =$	2,7	MPa
$\sigma_{bc} =$	21	MPa
$\sigma_{bt} =$	-4,05	MPa

Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m

N° câble	l (m)	$\alpha_{rel} (^\circ)$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l) \text{ rad}$
			x=0,12	1	17,5			
C1	34	4,56	0,75	0,67	0,12	0,55	262,61	0,065
C2	34	6,02	1,1	0,99	0,2	0,79	181,87	0,093
C3	34	6,98	1,45	1,33	0,36	0,97	149,34	0,114

Vérification des contraintes

Première phase : Après 7 jours

$f_{c7} =$	23,18	MPa
$f_{t7} =$	1,99	MPa
σ_{bt2}	-1,39	MPa
σ_{bt1}	-2,99	MPa
σ_{bc}	13,91	MPa
$\Delta P =$	5	%
n cable	3	

Deuxième phase : Après 28 jours

$f_{c28} =$	35,00	MPa
$f_{t28} =$	2,70	MPa
σ_{bt2}	-1,89	MPa
σ_{bt1}	-4,05	MPa
σ_{bc}	21,00	MPa
$\Delta P =$	10	%
n cable	3	

3ème phase : Apres coulage de la dalle

$f_{c28} =$	35,00	MPa
$f_{t28} =$	2,70	MPa
σ_{bt2}	-1,89	MPa
σ_{bt1}	-4,05	MPa
σ_{bc}	21,00	MPa
$\Delta P =$	15	%
n cable	3	

Quatrième phase : En service

$f_{c28} =$	35,00	MPa
$f_{t28} =$	2,70	MPa
σ_{bt2}	-2,70	MPa
σ_{bt1}	-4,05	MPa
σ_{bc}	21,00	MPa
$\Delta P =$	25	%
n cable	3	

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,69	2,84	4,13	5,60	5,58	C.V
Phase 2	0,69	2,84	7,83	2,64	18,36	C.V
Phase 3	1,10	5,10	7,40	2,31	12,57	C.V
Phase 4	1,10	9,21	6,53	7,75	0,89	C.V

Détermination de la raideur longue de la structure :

$$k_{\text{Pile}} = n \frac{3EI}{h^3} \quad k_{A - \text{App}} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad E = 33\,000 \text{ MPa}$$

Piles	H _{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	n Fût	k _{Fût} (MN/m)	Fut + chevêtre	
P1	13,35	2,00	0,79	3	97,99	1047,98	1242,19
P2	20,85	2,00	0,79	3	25,72	1636,73	1242,19
P3	31,85	2,00	0,79	3	7,22	2500,23	1242,19
P4	32,85	1,50	0,25	3	2,08	1450,53	1242,19
P5	23,85	1,50	0,25	3	5,44	1053,13	1242,19

Répartition des efforts :

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

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (kN)	F _{appui} (kN)	dpile (m)	Masse (KG)	T (S)	Sa m/s ²	Fi (kN)
C1	14,70	170,31	13416,5	1158,0	/	464909,38	0,33	4,83	2244,9
P1	29,23	170,31	13416,5	2303,0	0,024	1208522,5	0,53	2,99	3619,4
P2	28,78	170,31	13416,5	2267,1	0,088	1267397,5	0,54	2,92	3706,5
P3	27,30	170,31	13416,5	2150,8	0,298	1353747,5	0,56	2,83	3830,7
P4	27,12	170,31	13416,5	2136,0	1,026	1248778,28	0,54	2,95	3679,2
P5	28,48	170,31	13416,5	2243,6	0,413	1209037,66	0,53	2,99	3620,2
C2	14,70	170,31	13416,5	1158,0	/	464909,38	0,33	4,83	2244,9
Somme				13416,5					

Combinaisons des efforts

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1710,47	1 157,99	1171,57	2 409,3	2 022,60	2 032,11
P1	2631,43	2 302,95	3124,19	4 259,6	4 029,64	4 604,51
P2	1596,34	2 267,13	4393,39	3 594,5	4 064,05	5 552,44
P3	674,17	2 150,79	4393,39	2 637,4	3 671,06	5 240,88
P4	226,13	2 135,99	4393,39	2 184,9	3 521,85	5 102,03
P5	533,95	2 243,62	3124,19	2 144,3	3 341,07	3 957,46

C2	1710,47	1 157,99	1171,57	2 409,3	2 022,60	2 032,11
----	---------	----------	---------	---------	----------	----------

Abaque de Warner

	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta_p} =$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi_{\theta_m} =$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Etude de la semelle (méthode des bielles) :

Armatures transversales inférieures :

La condition de la méthode est :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad \begin{array}{l} H = 2,50 \text{ m} \\ b = 9,60 \text{ m} \\ L = 3,6 \text{ m} \\ \Phi = 2 \text{ m} \end{array}$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow 2,40 > 1,3 \text{ C. Ver}$$

$$T_g \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 61,59^\circ$$

Effort à la Base de la Pile :

1. Evalutaions des actions Sismiques :

Dés	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	I _{FV} /o (x/o)	I _{FH} /O/a (y/a,o)	M _{FV} /o	M _{FHL} /o	M _{FHT} /o
Pile	0,00	6,38	6,66	0,00	16,43	0,00	104,8	109,36
Séis Tab	4,39	1,60	2,27	0,00	32,85	0,00	52,44	74,48

2. Combinaisons des directions :

$$E1 = E_L + 0,3 (E_T + E_V)$$

$$E2 = E_T + 0,3 (E_L + E_V)$$

$$E3 = E_V + 0,3 (E_L + E_T)$$

	E_L	E_T	E_v	E_1	E_2	E_3						
V_L (MN)	6,58	0,00	0,00	6,58	1,97	1,97	(Al)	1830,07	/	0,845	/	1546,41
V_T (MN)	0,00	7,03	0,00	2,11	7,03	2,11	(Bc)	1642,8	/	0,55	/	903,541
M_L	117,18	0,00	0,00	117,18	35,15	35,15	Mc120	1085,91	/	0,55	/	597,252
M_T	0,00	132,31	0,00	39,69	132,31	39,69	D240	1778,82	/	0,885	/	1574,26
N (MN)	0,00	0,00	4,39	1,32	1,32	4,39	ST	52,5	/	0	/	0
							Al	/	92,8389	/	32,85	3049,76
							Bc	/	180	/	32,85	5913

3. Efforts provenant du Tablier :

	R_{max}	R_{min}	
N (MN)=	9,30	9,30	OA non urb
V (MN)=	0,13	0,13	
M_L (MN)=	4,24	4,24	

4. Efforts provenant de la pile :

Désig	N (MN)
Fûts	7,74
Chevetre	1,72
PP_p	9,46

5. 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 normal puisque la pile est symétrique)
5 : $-E_2 + R_{min} + PP_p$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)
6 : $-E_3 + R_{min} + PP_p$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

	1	2	3	4	5	6
V_L (MN)	6,71	2,10	2,10	6,45	1,84	1,84
V_T (MN)	2,11	7,03	2,11	2,11	7,03	2,11
M_L	121,42	39,39	43,93	112,94	30,91	35,45
M_T	39,69	132,31	39,69	39,69	132,31	39,69
N (MN)	20,08	20,08	23,15	17,44	17,44	14,36

Actions sur les pieux

Combinaisons de charges

$Q_{\text{pieux}} =$ 5000 KN $n =$ 8,84 On opte : **12** Pieux

ELS				Rem
	1ère file	2ème file	3ème file	
	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)	
G+0.6T	3025,13	2640,98	2256,84	C.V
G+0.6T+1.2Q	2908,81	2640,98	2373,16	C.V
G+0.6T+1.2A(l)+ST	3261,88	2922,06	2582,24	C.V
G+0.6T+1.2Bc+ST	3282,04	2893,97	2505,90	C.V
G+0.6T+Mc120	3126,93	2776,72	2426,52	C.V
G+0.6T+D240	3191,89	2863,34	2534,78	C.V

ELU				Rem
	1ère file	2ème file	3ème file	
	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)	
1.35G+0.9T	4216,97	3565,33	2913,69	C.V
1.35G+0.9T+1.6Q	4061,88	3565,33	3068,78	C.V
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	4534,38	3941,84	3349,30	C.V
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	4561,27	3904,39	3247,51	C.V
1.35G+0.9T+1.35Mc120	4354,41	3748,58	3142,75	C.V
1.35G+0.9T+1.35D240	4442,10	3865,51	3288,91	C.V

Dalle de transition

L = 5,00 m

Evaluation des efforts

Remblais :

$\gamma =$	18	KN/m ³
h =	0,7	m

Poids propre de la dalle :

$\rho_{\text{béton}} =$	25	KN/m ³
-------------------------	----	-------------------

e =	0,30	m
-----	------	---

Revêtement :

ρ_{bb} =	25	kN/m ²
e =	0,08	m

Surcharges :

Q =	10	kN/m ²
-----	----	-------------------

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	23,4375	18,75
Revêtement	2	6,25	5
Remblai	12,6	39,375	31,5
Surcharges	10	31,25	25

Combinaison d'action

A l'ELS :

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q = 106,56 \text{ kN.m/ml}$$

$$V_{ser} = V_G + 1.2 V_Q = 85,25 \text{ kN/ml}$$

A l'ELU :

$$M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 143,23 \text{ kN.m/ml}$$

$$V_{ult} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 114,59 \text{ kN/ml}$$

ANNEXE C
FERRAILLAGE

Ferraillage des pieux :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

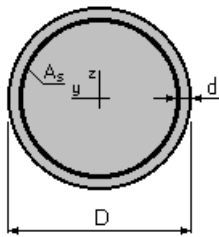
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	1721,99	111,63	0,00
2.	ELU	2513,03	151,45	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique

$$A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section minimum

$$A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section maximum

$$A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Théorique

$$r = 1,00 \text{ (\%)}$$

$$\text{Minimum } r_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$$

$$\text{maximum } r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas :

$$\text{Cas } N^O 1 : \text{Type ELS } N = 1721,99 \text{ (kN)} \quad M_y = 111,63 \text{ (kN*m)} \quad M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Coefficient de sécurité : 8,05

Position de l'axe neutre : $y = 210,5$ (cm)

Bras de levier : $Z = 60,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $s_b = 1,8$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $s_s' = 27,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$Ss_{lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELUN = 2513,03 (kN) $M_y = 151,45$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 6,97 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 132,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 58,2$ (cm)

Déformation du béton : $e_b = 3,26$ (‰)

Déformation de l'acier : $e_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $s_s' = 434,8$ (MPa)

Ferraillage des futs :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

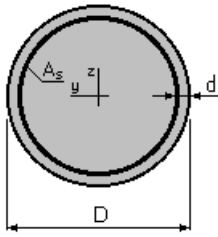
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 200,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	6843,71	5787,09	0,00
2.	ELU	9232,48	5925,91	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

$$\text{Section théorique} \quad A_s = 314,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum} \quad A_{s \text{ min}} = 314,2 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Section maximum} \quad A_{s \text{ max}} = 1570,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{théorique } r = 1,00 \text{ (\%)} \quad \text{minimum } r_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)} \quad \text{maximum } r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

$$\text{Cas N}^{\text{O}} \text{ 1: Type ELS } N = 6843,71 \text{ (kN)} \quad M_y = 5787,09 \text{ (kN*m)} \quad M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$\text{Coefficient de sécurité: } 1,56$$

$$\text{Position de l'axe neutre: } y = 103,9 \text{ (cm)}$$

$$\text{Bras de levier: } Z = 151,8 \text{ (cm)}$$

$$\text{Contrainte maxi du béton: } s_b = 9,6 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Contrainte limite: } 0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Contrainte de l'acier:}$$

$$\text{tendue: } s_s = 125,8 \text{ (MPa)}$$

comprimée: $s_s' = 136,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$s_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas N^O 2: Type ELU N = 9232,48 (kN) $M_y = 5925,91$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,59 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 125,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 136,5$ (cm)

Déformation du béton: $e_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $e_s = 1,91$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 382,7$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 434,8$ (MPa)

Ferraillage de chevêtre :

Ferraillage sur appui

Calcul de Section en Flexion Simple

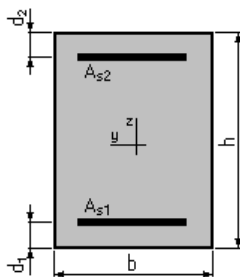
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (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:



$$b = 350,0 \text{ (cm)}$$

$h = 150,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	2578,87	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 76,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \min} = 50,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $r = 0,15 \text{ (\%)}$
 minimum $r_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 2578,87 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 27,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 135,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 25,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:
 $s_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferraillage sur mi-travée

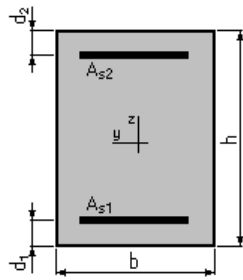
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 350,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	677,12	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 50,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 50,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,10 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 677,12 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,57

Position de l'axe neutre: $y = 23,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 137,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 6,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Ferraillage de mur frontal :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

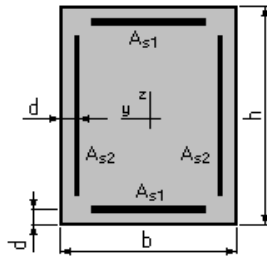
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 140,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	869,20	1321,67	0,00
2.	ELU	1171,90	1542,21	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 26,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 28,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum A_s max = 700,0 (cm²)

$$\text{théorique } r = 0,38 \text{ (\%)} \quad \text{minimum } r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)} \quad \text{maximum } r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS $N = 869,20 \text{ (kN)}$ $M_y = 1321,67 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 38,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 122,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 6,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 87,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELU $N = 1171,90 \text{ (kN)}$ $M_y = 1542,21 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,85 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 17,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 128,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $e_b = 1,48 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $e_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 210,7 \text{ (MPa)}$

Ferraillage de dalle de transition :

Calcul de Section en Flexion Simple

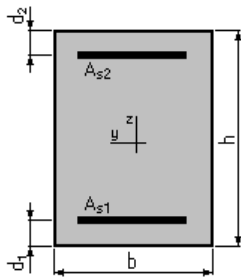
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	143,23	0,00
Etat Limite de Service	106,56	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,78 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 143,23 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 7,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 8,18 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 106,56 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 9,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 21,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 10,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferraillage de corbeau :

Calcul d'une Section Comprimée

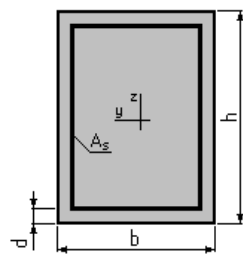
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 45,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	112,00
Etat Limite de Service	80,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4500,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 4214,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 759375,0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 3750000,0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 13,0$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$l_y = 23,1$		Elancement	$l_z = 10,4$	
	$a = 0,71$		N_u (béton seul)	$= 5547,12$	(kN)

Béton:

σ_s (ELS) = 0,2 (MPa)
 $0,6 f_{cj}$ = 15,0 (MPa)

Acier:

Section théorique A_s = 11,6 (cm²)
Section minimum $A_{s \text{ min}}$ = 11,6 (cm²)
Section maximum $A_{s \text{ max}}$ = 225,0 (cm²)
théorique r = 0,39 (%)
minimum r_{min} = 0,26 (%)
maximum r_{max} = 5,00 (%)