République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسـون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN PONT AU PK 45+90 SUR LA PÉNÉTRANTE RELIANT TIZI-OUZOU À L'AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :
HADDAD Chakib
KHEDIM Hicham

Encadré par :
M. BIREM Kamel
Mme. MEHIAOUI Mahdia

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

A mes très chers parents

KHEDIM Zoubir *** *HADDED Ouafia*

Maman, *autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi. Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours. Tu n'as cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes les années de mes études, tu as toujours été présente à mes cotés pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour toi, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime. Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse te combler à mon tour.*

Papa, *autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.*

A mes frères : Zakaria, Sofiane, Rafik.

Merci d'être toujours présent à mes côtés, par votre amour et votre tendresse, pour donner un goût et du sens à ma vie, Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutient moral et l'encouragement que vous m'avez accordé. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez et un brillant avenir.

A ma chère tante Amina Khedim

Merci pour tout l'amour avec lequel tu m'as toujours entouré, que ces quelques mots témoignent des sentiments tendres et chaleureux que j'éprouve pour toi.

A ma grande famille paternelle et maternelle : *mes grands-parents, mes tantes, mes oncles ainsi que mes cousins et cousines.*

A mon binôme et ami *Chakib ainsi qu'à toute sa famille.*

A mes meilleurs amis : *Mourad, Sohaib, Malik, Alaa Eddine, Hani, Ibrahim, Adil,*

Aymen, Nassim et Khadidja.

A toute la famille ENSTP : *Étudiants – Enseignants*

A tous ceux qui ont contribue de loin ou de près a la réalisation de ce mémoire. Enfin à tous ceux qui m'aiment.

Hicham

Dédicaces

À mes très chers parents

*HADDAD Med Touhami * * BOUNAKA Nora*

*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 Dieu 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. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*À mon frère : Abdel moumen * * * À mes sœurs : Nesrine et Sana*

J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordé. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez
Et un brillant avenir.

À mes meilleurs amis :

Nourdinne, Mohamed, Farid, Soheib, Bonatiro, Hani, Khaled, Reda, Ibrahim, Walid, Rabah, Zaki et Khadidja.

A mon binôme et ami : Hicham ainsi qu'à toute sa famille

À toute la famille ENSTP :

Etudiants – Enseignants – Personnel administratif

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

Chakib

REMERCIEMENTS

Nous remercions, tout d'abord, **DIEU** le tout puissant et le miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté d'accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à remercier notre cher encadreur Mr **BIREM Kamel** pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

Nous remercions également notre Co-encadreur Mme **MEHIAOUI Mahdia Y.** qui nous a enseigné et qui par leur compétence nous a soutenu dans la poursuite de nos études.

Nous tenons à saisir également cette occasion et adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances à **Mr BABAKHOYA YOUCEF**, pour ses conseils, sa guidance et sa disponibilité durant toute la période d'étude.

Nos vifs remerciements vont également au corps professoral et administratif de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics « Francis JEANSON » pour leur professionnalisme et la qualité de leurs enseignements.

Sans oublier d'adresser nos chaleureux remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils vont porter pour examiner ce modeste travail.

Enfin, à tout ce qui nous ont aidé, encouragé, de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail, nous souhaitons vous dire...

MERCI.

HADDAD Chakib & KHEDIM Hicham

ملخص

هذا العمل يهدف الى تصميم ودراسة جسر يدخل ضمن مشروع المخترق الذي يربط تيزي وزو بالطريق السريع شرق – غرب في الجباحية بمسافة 48 كلم.

بدأنا عملنا بتقديم بحث بيبليوغرافي حول ظاهرة **تفاعل تربة-هيكل** ، وتوجهنا لاحقا الى التصميم العام، حيث قمنا باقتراح خيارين (02)، واخترنا الأحسن من بينها استنادا لتحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر العارضة الجاهزة سابقة الإجهاد VIPP.

يشمل باقي العمل الدراسة التفصيلية للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقيه الإجهاد، الدراسة الزلزالية والعناصر الهيكلية المختلفة، وهذا بالاستناد إلى المنظومات المعمول بها في الجزائر والاعتماد على أدوات تكنولوجيا المعلومات.

كلمات مفتاحية: جسر، خرسانة مسبقة الاجهاد، زلزال، بنية تحتية.

Résumé

Le projet, objet de notre mémoire de fin d'études, a pour but de faire la conception et l'étude d'un pont qui fait partie du projet de la réalisation de la pénétrante de Tizi Ouzou devant relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la sortie dans la commune de Djebahia à la ville de Tizi Ouzou. L'ouvrage permettra de rétablir un chemin de wilaya traversé par l'autoroute au niveau du PK 45+090.

Nous avons entamé ce travail par une recherche bibliographique sur le phénomène de l'interaction sol structure. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 2 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.

Le reste du travail comporte l'étude détaillée de la superstructure et l'infrastructure, en passant par le calcul de précontrainte, l'étude sismique et les différents éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc.) et en se basant sur des logiciels de calcul (Autodesk Robot Structural Analysis 2019, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2019).

Mots clés : Pont, béton précontraint, post-tension, séisme, infrastructure.

Abstract

This Project, whose purpose is design and study of road bridge.

We have started our work with a bibliographic research on the phenomenon of soil-structure interaction. Later, we went to the general design of which we proposed two (02) variants, and then the choice of the variant is based on multicriteria analysis, where we have chosen the prefabricated girder bridge prestressed by post-tensioning VIPP.

After, we studied the superstructure and infrastructure by going through pre-stress calculations, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and based on informatics tools.

Keywords: Bridge, prestressed concrete, post-tensioning, earthquake, infrastructure.

TABLE DES MATIERES

INTODUCTION GENERALE……1

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIUE SUR L'INTERACTION SOL STRUCTURE

I.1 INTRODUCTION GENERALE : 2
I.2 DEFINITION DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE : 2
I.3 EFFET DE L'ISS SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES STRUCTURES : 3
I.3.1 Structure incorporée dans les roches (base encastrée) : 4
I.3.2 Structure incorporée dans le sol (base flexible) : 4
I.4 METHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE : 4
I.4.1 Méthode directe : 5
I.4.1.1 Démarche de résolution : 5
I.4.1.2 Avantages : 6
I.4.1.3 Inconvénients 6
I.4.2 Méthode des sous-structures : 6
I.4.2.1 Formulation du problème 6
I.4.2.2 Démarche de résolution : 7
I.4.2.3 Avantages : 8
I.4.2.4 Inconvénients : 9
I.4.3 Méthode hybride : 9
I.4.3.1 Principe : 9
I.4.3.2 Avantages : 9
I.4.3.3 Inconvénients 9
I.5 INTERACTION CINEMATIQUE SOL STRUCTURE-INTERACTION SOL PIEUX DE FONDATION : 9
I.6 CONCLUSION : 11

CHAPITRE II. PRESENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION : 12
II.2 PRESENTATION DU PROJET : 12
II.2.1 OBJECTIF DU PROJET : 12
II.2.2 SITUATION DU SITE : 12
II.3 LES DONNEES DE PROJET : 13
II.3.1 LES DONNÉES FONCTIONNELLES : 13
II.3.2 LES DONNÉES NATURELLES : 13
II.3.2.1 TOPOGRAPHIE : 14
II.3.2.2 GEOTECHNIQUE : 14
II.3.2.3 SISMICITÉ DU SITE : 15
II.3.2.4 CLIMATOLOGIE : 15
II.4 CONCLUSION 15

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONEMENT

III.1 INTRODUCTION : 16
III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES : 16
III.2.1 Variante 1 : « *Pont Mixte Bipoutre* » : 16
III.2.1.1 Conception longitudinale : 16
III.2.1.2 Conception transversale : 16
III.2.1.2.1 Conception des poutres principales : 17
III.2.1.2.2 Conception des pièces de pont : 17
III.2.2 Variante 2 : « *Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP* » : 18
III.2.2.1 CONCEPTION LONGITUDINALE : 18
III.2.2.2 CONCEPTION TRANSVERSALE : 18
III.2.2.3 CONCEPTION DE LA PILE /DOCUMENTS SETRA : 19

III.2.3 ANALYSE QUANTITATIVE ET ESTIMATIVE : 19
III.3 ANALYSE MULTICRITERE : 20
III.4 CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE : 20
III.5 CONCLUSION : 21

CHAPITRE IV. ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION : 22
IV.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX : 22
IV.2.1 BETON : 22
IV.2.2 ARMATURES : 22
IV.2.2.1 ARMATURES PASSIVES : 22
IV.2.2.2 ARMATURES DE PRECONTRAINTES : 22
IV.2.3 CONTRAINTES ADMISSIBLES : 23
IV.2.3.1 BETON : 23
IV.2.3.2 ARMATURES : 23
IV.3 EVALUATION DES SOLLICITATIONS : 24
IV.3.1 Classification du pont : 24
IV.3.2 Calcul des charges permanentes CP : 24
IV.3.3 Compléments de la charge permanente : 25
IV.3.4 Charge permanente du tablier : 25
IV.3.5 surcharges routières : 25
IV.3.6 Système de charge A : 25
L'effort tranchant : 26
Le moment de flexion : 26
IV.3.7 Système de charge B : 26
IV.3.7.1 Système Bc : 26
IV.3.7.2 Système Bt : 29
IV.3.1 Système de charge militaire Mc 120 : 30
IV.3.2 Effort de freinage : 31
IV.3.3 Système de charge exceptionnelle D240 : 32
IV.4 RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS ; 33
IV.5 REPARTITION TRANSVERSALE (GUYON MASSONNET) : 34
IV.5.1 Détermination des paramètres de calcul : 34
IV.5.2 Paramètre d'entretoisement : 35
IV.5.3 Paramètre de torsion : 35
IV.5.4 Coefficients de répartition transversale pour le moment(K) : 37
IV.6 REPARTITION TRANSVERSALE (LOGICIEL ROBOT) 39
IV.6.1 INTRODUCTION AU « ROBOT » 39
IV.6.2 Etude comparative : 39
IV.7 CONCLUSION 40

CHAPITRE V. ETUDE-PRECONTRAINTE

V.1 INTRODUCTION 41
V.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 41
V.2.1 Calcul du nombre de câble 41
V.2.1.1 Caractéristiques et données 41
V.2.1.2 Détermination de nombre de câbles à mi travée : 43
V.2.1.3 Détermination de nombre de câbles à l'about : 44
V.2.2 Vérification des contraintes : 44
V.2.2.1 Vérification des contraintes au 7eme jour : 44
V.2.2.2 Vérification des contraintes au 28eme jour : 45
V.2.2.3 Vérification des contraintes après la pause de la dalle : 45
V.2.2.4 Vérification des contraintes en service : 45
V.2.3 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE : 46
V.2.3.1 PRINCIPE : 46

V.2.3.2 DETERMINATION DU TRACE : 46
V.3 CALCUL DES PERTES : 49
V.3.1 PERTES DE TENSION INSTANTANEES : 49
V.3.1.1 PERTES PAR FROTTEMENT : 49
V.3.1.1.1 PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE : 50
V.3.1.1.2 PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON : 51
V.3.1.2 PERTES DIFFEREES : 51
V.3.1.2.1 PERTES PAR RETARAIT : 52
V.3.1.2.2 PERTE PAR FLUAGE : 52
V.3.1.2.3 PERTE PAR RELAXATION : 52
V.4 LES SECTIONS DE VERIFICATION : 53
V.4.1 LIMITATION DES CONTRAINTES : 54
V.4.2 CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS : 54
V.4.3 JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS : 54
V.4.3.1 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES : 55
V.4.3.2 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES : 56
V.4.3.3 ARMATURES DES ZONES TENDUES : 57
V.4.3.4 Justification de la poutre à l'elu : 58
V.4.4 Etude de la zone d'about : 59
V.4.4.1 Détermination des dimensions du prisme : 59
V.4.4.2 Zone de surface : 59
V.4.4.3 Zone intermédiaire comprimée : 59
V.4.4.4 Zone d'éclatement : 60
V.4.4.5 Ferraillage d'éclatement : 60
V.5 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE : 60
V.5.1 ARMATURE DE PEAU : 60
V.5.2 FERRAILLAGE MINIMALE : 61
V.6 CONCLUSION 61

CHAPITRE VI. ETUDE-DE-LA DALLE

VI.1 INTRODUCTION : 62
VI.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES : 62
VI.3 ETUDE DE L'HOURDIS : 63
VI.3.1 Géométrie de l'hourdis : 63
VI.3.2 Évaluation des efforts : 63
VI.3.3 FERRAILLAGE : 65
VI.3.3.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI) : 65
VI.3.3.2 FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE) : 65
VI.4 CONCLUSION : 66

CHAPITRE VII. CALCUL DES EQUIPEMENTS

VII.2 INTRODUCTION : 67
VII.3 APPAREIL D'APPUIS : 67
VII.3.1 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS : 68
VII.3.1.1 Résistance à la compression : 68
VII.3.1.2 Sécurité au flambement : 68
VII.3.1.3 Limitation de la distorsion : 69
VII.3.1.4 Non glissement : 69
VII.4 DES D'APPUIS : 70
VII.4.1 Dimensions des dés d'appuis : 70
VII.4.2 Ferraillage des dés d'appuis : 70
VII.4.2.1 Armatures de chainage : 70
VII.4.2.2 Armatures de profondeur (horizontales) : 71

VII.4.2.3 Armatures de diffusion (Frette supérieure) : 71
VII.5 JOINT DE CHAUSSEE :..... 71
VII.6 CONCLUSION :..... 72

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE

VIII.1 INTRODUCTION : 73
VIII.2 CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA : 73
VIII.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE :..... 73
VIII.4 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE :..... 75
VIII.4.1 effort sismique longitudinal :..... 75
VIII.5 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE TRANSVERSAL :..... 76
VIII.6 SEISME VERTICAL :..... 77
VIII.7 EFFOT DE L'ACTION SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION :..... 77
VIII.8 CONCLUSION :..... 78

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 INTRODUCTION :..... 79
IX.2 ETUDE DE LA PILE :..... 79
IX.2.1 CONCEPTION DE LA PILE /DOCUMENTS SETRA :..... 79
IX.2.2 DESCEND DES CHARGES :..... 80
IX.2.3 COMBINAISON DES EFFORTS :..... 80
IX.2.4 FERRAILLAGE DES ELEMENT DE LA PILE :..... 81
IX.2.4.1 ETUDE DE CHEVETRE :..... 81
IX.2.4.2 ETUDE DES FUTS :..... 84
IX.2.4.3 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :..... 85
IX.2.4.4 ETUDE DES PIEUX :..... 87
IX.3 ETUDE DE LA CULEE :..... 89
IX.3.1 Pré dimensionnement des éléments de la culée :..... 89
IX.3.2 DESCEND DES CHARGES :..... 90
IX.3.3 COMBINAISON DES EFFORTS :..... 91
IX.3.4 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :..... 91
IX.3.4.1 MUR FRONTAL :..... 91
IX.3.4.2 MUR GARDE GREVE 92
IX.3.4.3 MUR EN RETOUR :..... 94
IX.3.4.4 DALLE DE TRANSITION..... 95
IX.3.4.5 LE CORBEAU D'APPUI :..... 96
IX.3.4.6 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :..... 96
IX.3.4.7 ETUDE DES PIEUX :..... 97
IX.4 CONCLUSION :..... 99

CONCLUSION GENERALE……..…100

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIUE SUR L'INTERACTION SOL STRUCTURE

FIGURE I-1 ILUSTRATION DU PHENOMENE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE 3
FIGURE I-2 REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES FONDEES SUR LES ROCHES ET SUR LE SOL. (A) SITES ; (B) CHAMP LIBRE ; (C) INTERACTION CINEMATIQUE ; (D) INTERACTION INERTIELLE. (WOLF, 1985) 3
FIGURE I-3 MODELE D'UNE METHODE DIRECTE. 5
FIGURE I-4 SCHEMATISATION D'UN PROBLEME D'INTERACTION SOL - STRUCTURE EN ELEMENTS FINIS (PECKER, 2015) 5
FIGURE I-5 SCHEMATISATION D'UNE METHODE DE SOUS-STRUCTURE. (PECKER, 2015) 7
FIGURE I-6 SCHEMATISATION D'UNE APPROCHE PAR SOUS-STRUCTURE POUR L'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE EN UTILISANT DEUX CONFIGURATIONS DE FONDATION : (I) FONDATION RIGIDE ; OU (II) FONDATION FLEXIBLE. (NEHRP, 2012) 8
FIGURE I-7 EXEMPLE D'INTERACTION CINEMATIQUE 10
FIGURE I-8 INTERACTION CINEMATIQUE POUR UN PIEU ISOLE 11

CHAPITRE II. PRESENTATION DU PROJET

FIGURE II-1 CARTE DE LA POSITION DE L'OUVRAGE. 12
FIGURE II-2 PROFIL EN LONG DE L'OUVRAGE 13
FIGURE II-3 PROFIL EN TRAVERS DE L'OUVRAGE 13
FIGURE II-4 COUPE GEOLOGIQUE 14

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONEMENT

FIGURE III:1 COUPE TRANSVERSALE D'UN TABLIER BIPOUTRE 16
FIGURE III:2 COUPE TRANSVERSALE 17

CHAPITRE IV. ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

FIGURE IV-1.LIMITATION DES CONTRAINTES DES SECTIONS EN B.P 24
FIGURE IV-2.COUPE LONGITUDINAL DE LA POUTRE 24
FIGURE IV-3SYSTEME BC (RCPR 2008) 26
FIGURE IV-4SURCHARGE BC A 0L 28
FIGURE IV-5SYSTEME BT (RCPR 2008) 29
FIGURE IV-6:12SURCHARGE BT A L/2 30
FIGURE IV-7 SYSTEME MC120 30
FIGURE IV-8SURCHARGE MC120 A 0L 31
FIGURE IV-9SURCHARGE MC120 A L/2 31
FIGURE IV-10. SURCHARGE D240 A 0L 32
FIGURE IV-11SURCHARGE D240 A L/2 33
FIGURE IV-12 POSITIONS DES POUTRES 34
FIGURE IV-13 36
FIGURE IV-14LA SECTION EQUIVALENTE DE LA POUTRE 36
FIGURE IV-15VUE 3D DU MODEL ROBOT 39

CHAPITRE V. ETUDE-PRECONTRAINTE

FIGURE V-1:CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION D'ABOUT 42
FIGURE V-2:CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION D'INTERMEDIAIRE. 42
FIGURE V-3 GEOMETRIE DES CABLES 46
FIGURE V-4 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES DE PRECONTRAINTE 46
FIGURE V-5 DIMENSIONS ET DISPOSITIONS DES PLAQUES D'ANCRAGE 47
FIGURE V-6 DIMENSIONS ET DISPOSITIONS DES PLAQUES D'ANCRAGE 47

FIGURE V-7 TRACE D'UN CABLE EN FONCTION DE L 48
FIGURE V-8 L'ANGLE DE DEVIATION DES CABLES 48
FIGURE V-9 FROTTEMENTS LE LONG DU CABLE LORS DE LA MISE EN TENSION 50
FIGURE V-10 SCHEMA DES CONTRAINTES A L'ELS 57
FIGURE V-11 ZONE DE CONCENTRATION DES CONTRAINTES 59
FIGURE V-12 FERRAILLAGE DE LA POUTRE 61

CHAPITRE VI. ETUDE-DE-LA DALLE

FIGURE VI.1 FLECHE MAX DE LA POUTRE DUE A POIDS PROPRE 62
FIGURE VI.2 CONTRE FLECHE MAX DE LA POUTRE DUE A LA MISE EN TENSION DE LA PRECONTRAINTES 62
FIGURE VI.3 FLECHE MAX DE LA POUTRE A ELS 63
FIGURE VI.5 MOMENT MAX- DALLE A L'ELS 64
FIGURE VI.6 MOMENT MAX- DALLE A L'ELU 64
FIGURE VI.7 FERRAILLAGE DE LA DALLE 66

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE

FIGURE VIII-1 ANGLE DE BIAIS. 73
FIGURE VIII-2 SEISME LONGITUDINAL. 75
FIGURE VIII-3 SEISME TRANSVERSAL. 76

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

FIGURE XI-1 FORME ET DIMENSIONS DES PILES 79
FIGURE XI-2 MODELE DE CALCUL 81
FIGURE XI-3 LES MOMENTS MMAX ELU ET MMAX ELS SUR LE CHEVETRE AVEC LE LOGICIEL 82
FIGURE XI-4 FERRAILLAGE DU CHEVETRE 84
FIGURE XI-5 FERRAILLAGE DES FUTS 85
FIGURE XI-6 FERRAILLAGE SEMELLE 86
FIGURE XI-7 FERRAILLAGE DU PIEU. 88
FIGURE XI-8 LES DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULEE. 90
FIGURE XI-9 POUSSEE DE LA CHARGE LOCALE SITUEE EN ARRIERE DU MUR GARDE GREVE 93
FIGURE XI-10 LES MOMENTS MXX ET MYY SUR LE MUR EN RETOUR AVEC LE LOGICIEL 94
FIGURE XI-11 FERRAILLAGE LES ÉLÉMENTS DE LA CULÉE. 99

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONEMENT

TABLEAU III.1 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES METALLIQUES 17
TABLEAU III.2 PREDIMENSIONNEMENT DES PIECES DE PONT. 17
TABLEAU III.3 RECAPITULATION DU PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1 18
TABLEAU III.4 DEVIS ESTIMATIVE DE LA VARIANTE 1 19
TABLEAU III.5 DEVIS ESTIMATIFS DE LA VARIANTE 2 19

CHAPITRE IV. ANALYSE DES CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

TABLEAU IV-1 CARACTERISTIQUES DE BETON 22
TABLEAU IV-2 CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON 23
TABLEAU IV-3 CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES 23
TABLEAU IV-4 VALEURS DE V0 25
TABLEAU IV-5 COEFFICIENTS A1 25
TABLEAU IV-6 SYSTEME DE CHARGE A 26
TABLEAU IV-7 VALEURS DE BC 27
TABLEAU IV-8 SYSTEME DE CHARGE BC 27
TABLEAU IV-9 COEFFICIENT DE MAJORATION Δ POUR LE SYSTEME DE CHARGE BC 27
TABLEAU IV-10 VALEURS DE BT X BT 29
TABLEAU IV-11 COEFFICIENT DE MAJORATION Δ POUR LE SYSTEME DE CHARGE BT 29
TABLEAU IV-12 EFFORT DE FREINAGE AL 32
TABLEAU IV-13 RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX SURCHARGES 33
TABLEAU IV-14 POSITIONS ACTIVES DES POUTRES 35
TABLEAU IV-15 VALEUR DE KA POUR CHAQUE POUTRE 37
TABLEAU IV-16 VALEURS DES MOMENTS REEL POUR LES DIFFERENTES POSITIONS DES POUTRES. 38
TABLEAU IV-17 COMBINAISON DE MOMENT REEL VIS-A-VIS A L'ELU ET L'ELS. 38
TABLEAU IV-18 COMPARAISON ENTRE LA METHODE MANUELLE ET AUTOMATIQUE 40

CHAPITRE V. ETUDE-PRECONTRAINTE

TABLEAU V-1 CARACTERISTIQUES DES CABLES. 41
TABLEAU V-2 LES MOMENTS PRIS EN CONSIDERATION 41
TABLEAU V-4 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION A MI- TRAVEE. 42
TABLEAU V-5 TRACE DES CABLES 47
TABLEAU V-6 CARACTERISTIQUES DU TRACE DES CABLES 49
TABLEAU V-7 VALEURS DES PERTES DUES AUX FROTTEMENTS 50
TABLEAU V-8 VALEURS DES PERTES DUES AU RECUL A L'ANCRAGE 51
TABLEAU V-9 VALEURS DES PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON 51
TABLEAU V-10 VALEUR DES PERTES PAR FLUAGE 52
TABLEAU V-11 PERTES PAR RELAXATION 53
TABLEAU V-12 PERTES TOTALES 53
TABLEAU V-13 LIMITATION DES CONTRAINTES 54
TABLEAU V-14 CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS 54
TABLEAU V-15 CARACTERISTIQUES DE CHAQUE PHASE DE VERIFICATION 55
TABLEAU V-16 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES PHASES 1 ET 2 55
TABLEAU V-17 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES PHASES 3 ET 4 56
TABLEAU V-18 EFFORT DE PRECONTRAINTE 57
TABLEAU V-19 CONTRAINTE TANGENTIELLE « T » 57
TABLEAU V-20 DETERMINATION L'ANGLE BU 58

CHAPITRE VI. ETUDE-DE-LA DALLE

TABLEAU VI. 6 VERIFICATION DU NON POINÇONNEMENT..... 66

CHAPITRE VII. CALCUL DES EQUIPEMENTS

TABLEAU VII-1 DIMENSIONS DE L'APPAREIL D'APPUI..... 68

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE

TABLEAU VIII-1 RAIDEURS DYNAMIQUES LONGITUDINALES DES APPUIS..... 74
TABLEAU VIII-2 RAIDEURS DYNAMIQUES TRANSVERSALES DES APPUIS 75
TABLEAU VIII-3 DISTRIBUTION DES FORCES ET DES DEPLACEMENTS LONGITUDINAUX SUR CHAQUE APPUI 76
TABLEAU VIII-4 DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUE TRANSVERSALES SUR CHAQUE APPUI..... 77
TABLEAU VIII-5 EFFORTS SISMIQUES SELON COMBINAISONS DU RPOA 77

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

TABLEAU IX-1ÉVALUATION DES EFFORTS STATIQUES DE LA PILE LA PLUS SOLLICITEE 80
TABLEAU IX-2 COMBINAISONS DES EFFORTS A L'ELS.....80
TABLEAU IX-3 COMBINAISONS DES EFFORTS A L'ELU.....81
TABLEAU IX-4 FERRAILLAGE DU CHEVETRE 82
TABLEAU IX-5 DIMENSIONS DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE.....89
TABLEAU IX-6 ÉVALUATIONS DES EFFORTS STATIQUES DE LA CULEE 90
TABLEAU IX-7 COMBINAISONS DES EFFORTS.....91
TABLEAU IX-8 SOLLICITATIONS SUR MUR FRONTAL 91

LISTE DES ABREVIATIONS

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

ISS : Interaction sol structure.

CCP : Complément des charges permanentes.

BAEL : Béton armé aux États limites.

BPEL : Béton précontrainte aux États limites.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

12T15 : Douze (12) torons de quinze (15) fils.

VIPP : Pont a poutres préfabriquées par post-tension.$\mathbf{fc_{lim}}$: Contrainte de compression limite.

$\mathbf{fc_{max}}$: Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

***f*prg** : Contrainte de rupture garantie ou tension minimale de rupture.

***f*peg** : Contrainte de précontrainte élastique garantie.

$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

$\boldsymbol{\sigma_{Inf}}$: Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σbc: Contrainte de compression admissible.

σbt : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

Xr : Centre de rigidité.

MP : Masse des piles.

MT : Masse du tablier.

FL : Force séismique longitudinale.

FT : Force séismique transversale.

HT : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

Hflv : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

DTR : Document technique réglementaire.

INTRODUCTION GENERALE

L'évolution et la modernisation qu'a connus le monde ont été accompagnées par la naissance d'un secteur d'activité qui a contribué à son développement surtout en matière économique et architectural, c'est le secteur des **« TRAVAUX PUBLICS »**.

Le secteur des travaux publics remplit des fonctions fondamentales ayant un effet entrainant sur la dynamique de développement du pays et ceci nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tels que : les ponts. D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière, ...), artificiel (barrages, …) ou une autre voie de circulation.

Le but de notre travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception d'un pont d'une longueur de 84 m situé à la pénétrante reliant TIZI OUZOU à l'autoroute Est-Ouest au niveau de DJEBAHIA Sur 48KM qui a été réalisée par « **ENGOA** ».

Notre travail est organisé en neuf chapitres intitulés comme suit :

- Le **CHAPITRE I** est une initiation à la recherche, sous forme de recherche bibliographique concernant l'interaction sol structure.
- Le **CHAPITRE II** décrit la présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques géotechniques du site sur la base desquelles deux variantes du projet sont proposées dans le **CHAPITRE III,** un prédimensionnement et une vérification de ces variantes sont également exposés.
- Le **CHAPITRE IV** traite des différentes charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage en se basant sur les hypothèses du calcul.
- **CHAPITRE V et VI** abordent l'étude de la précontrainte ainsi que celle du tablier.
- Le **CHAPITRE VII** élabore l'étude sismique.
- Le **CHAPITRE VIII** concerne le calcul des équipements.
- **CHAPITRE IX** est consacré à l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage.
- Enfin, le mémoire se termine par une **CONCLUSION GENERALE** mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIUE SUR L'INTERACTION SOL STRUCTURE

I.1 INTRODUCTION :

Le sol est un facteur important dans l'analyse du comportement des structures et de ce fait dans la mitigation et la maîtrise du risque sismique.

Une construction fondée sur un sol meuble subit généralement des déformations plus importantes que la même construction implantée sur un sol rocheux et des désordres de toute nature peuvent survenir (fissurations causées par les tassements différentiels etc…).

De même, la répartition des efforts dans les éléments composant la construction est également modifiée lors d'une analyse qui souhaite tenir compte de l'interaction sol-structure.

Cette analyse demande néanmoins la maitrise de deux milieux très complexes : le sol et la structure.

- Le sol relève de la connaissance de la dynamique des sols.
- La structure quant à elle relève de la dynamique des structures.

Cependant, l'interaction entre ces deux milieux requiert la maitrise du phénomène d'Interaction Sol- Structure.

En effet, lors d'un séisme, les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d'inerties développées dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés : chargement inertielle et chargement cinématique respectivement.

Nombreux sont les auteurs qui ont travaillé sur ce domaine. A titre d'exemple, citons les travaux de M. HADID et M.K. BERRAH publiés en 1995. Ces auteurs se sont intéressés à la modélisation numérique des problèmes dynamiques mettant en jeu les phénomènes d'interaction sol-fondation. Ils ont calculé la réponse dynamique des fondations filantes rigides superficielles et enterrées. A travers une étude paramétrique relative à l'influence des propriétés mécaniques du sol, à l'influence de l'enterrement et le type de contact sol-fondation, ils ont conclu que les déplacements de translation se réduisent significativement aux fréquences moyennes et élevées. La réduction est plus importante pour les ondes à angle d'incidence faible que pour les ondes à angle d'incidence important.
De leur côté, G. MYLONAKIS, A. NIKOLAOU et G. GAZETAS ont présenté en 1997 des réponses de systèmes pont-pile soutenus par une seule pile ou d'un groupe de pieux dans un profil de sol modérément doux. Ces travaux illustrent le rôle de l'interaction sol-pieu-structure (SPSI) et mettant l'accent sur les erreurs potentielles de certaines hypothèses souvent prises dans la pratique.

Dans ce qui suit, nous exposons les principes de bases entrant en jeu dans le phénomène de l'interaction sol-structure (noté ISS) et l'effet de cette dernière sur le comportement dynamique des structures ainsi que les méthodes d'analyse d'interaction sol structure.

I.2 DEFINITION DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE :

On entend généralement par interaction sol-structure la modification du mouvement du sol ou de la structure lors d'un séisme, du fait de la présence de l'autre (structure ou sol).

En effet, de nombreuses études ont démontré que lorsqu'une structure est soumise à une sollicitation sismique, les efforts engendrés créent une variation des contraintes dans le sol de fondation.

Il existe donc une interaction entre la structure et le milieu extérieur, c'est l'interaction sol-structure (ISS). La Figure (I.1) illustre bien le problème de l'ISS :

Ce schéma montre le cas général d'une fondation, de type radier, encastrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et reposant sur une couche rigide ou rocheuse.

Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations.

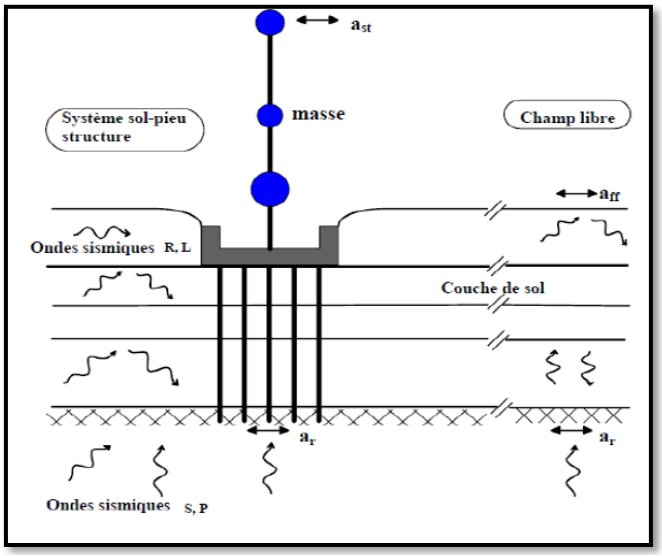


Figure I-1 Illustration du phénomène d'interaction sol-structure

I.3 EFFET DE L'ISS SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES STRUCTURES :

Afin d'évaluer les effets de l'ISS sur le comportement dynamique des structures en béton armé, nous présentons le modèle de Wolf (1985) (figure I.2).

Wolf a pris deux structures identiques avec une base rigide (constitué d'un radier et des murs de soutènement), la première est fondée sur les roches et la deuxième est incorporée dans le sol comme il est montré dans la figure (I.2).

La première représente les structures à base encastrée, tandis que la deuxième représente les structures à base flexible.

Le point de contrôle est choisi à la surface libre des roches (point A).

D'un point de vue pratique, le mouvement tout au long de la roche est le même (les mouvements en point A et B sont égaux).

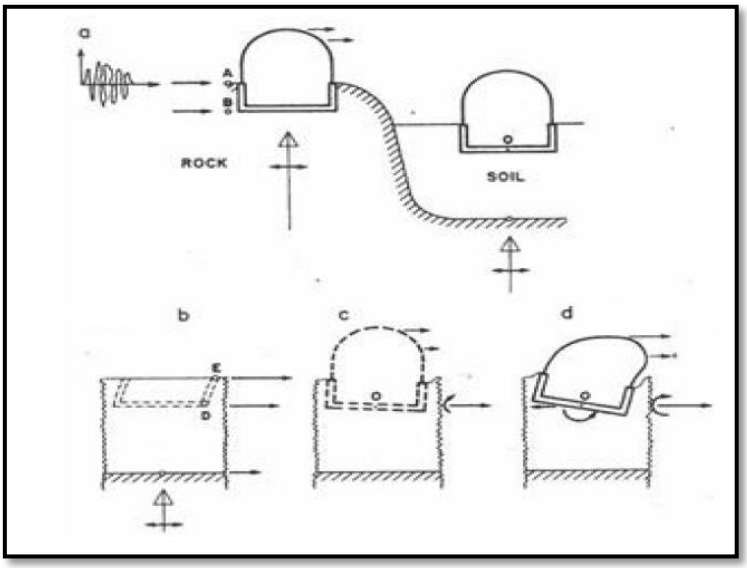


Figure I-2 Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol. (a) sites ; (b) champ libre ; (c) interaction cinématique ; (d) interaction inertielle. (Wolf, 1985)

En générale, pour une même onde sismique, l'excitation à la base de la structure incorporée dans le sol (point O), doit être différente de celle de la structure fondée sur les roches (point B) car on a du sol au-dessus des roches qui va modifier le mouvement sismique.

Mais pour simplifier l'analyse, on suppose que ces excitations sont les mêmes pour les deux structures.

I.3.1 STRUCTURE INCORPOREE DANS LES ROCHES (BASE ENCASTREE) :

Sous l'excitation sismique, la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée) doit avoir un moment de renversement et un effort tranchant transversal à sa base. Mais puisque cette structure est incorporée dans le massif de roche raide, il n'y a pas de déformations additionnelles à la base. Le déplacement horizontal résultant est égal au mouvement du point de contrôle (A). Ainsi, pour ce cas, on n'a pas d'ISS et la réponse sismique de la structure dépend seulement des propriétés de cette structure.

I.3.2 STRUCTURE INCORPOREE DANS LE SOL (BASE FLEXIBLE) :

- **L'interaction inertielle :** dans une première situation, les effets de l'interaction sol-structure se présentent uniquement comme le résultat de forces extérieures et d'inerties transmises à un sol se pliant aux efforts imposés. On attribue à ceci le nom « d'interaction inertielle ». L'énergie mécanique transmise alors au sol se propage à partir de la structure sous forme d'ondes de contraintes.
- **L'interaction cinématique :** dans le cas des excitations sismiques, un effet supplémentaire peut survenir. Etant donné la présence de la fondation rigide, celle-ci ne se conforme pas aux distorsions du sol causées par les ondes sismiques incidentes. La structure se présente alors comme un objet opaque ou réfléchissant sur le chemin de l'onde, produisant ainsi une dispersion du champ d'ondes qui modifie localement le mouvement au voisinage de la fondation. Cet effet est connu sous le nom « d'interaction cinématique ».

Le terme générique englobant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS). Cependant, le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertiel en ignorant la part du au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- Dans certains cas, l'interaction cinématique est négligeable (sol rigide indéformable)
- La plupart des règlements parasismiques, excepté certain dont l'Eurocode 8, ne le mentionne pas.
- Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels.

I.4 METHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE :

Il existe trois méthodes d'analyse de l'ISS ; la méthode directe (global), la méthode des sous-structures et la méthode hybride.

Dans la première méthode, le sol et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet.

Dans la méthode des sous-structures, le problème d'ISS est décomposé en parties distinctes qui sont ensuite combinées pour former la solution complète.

Enfin, la méthode hybride présente une combinaison de la méthode directe et de sous-structure, tout en profitant des avantages de chacune d'elles.

I.4.1 METHODE DIRECTE :

Comme il est évident dans la figure (I.3), le calcul est effectué en une seule étape par résolution direct de l'équation du mouvement (équation I.1) dans l'ensemble du système sol-structure :

$$M\ddot{u}+C\dot{u}+Ku=F \qquad (I.1)$$

Où *M*, *C* et *K* et désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système sol-structure, *u* représente le vecteur de déplacement du système, et *F* le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

Pour résoudre ce système d'équation, on a recours aux méthodes numériques (méthode des éléments finis) parce que la résolution directe est très complexe.

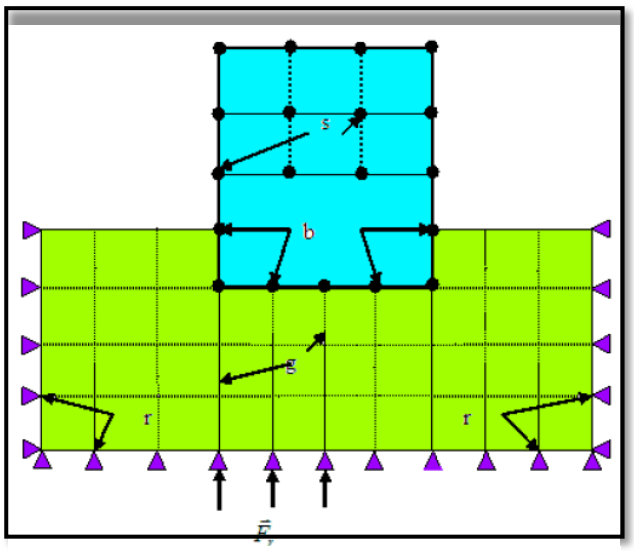


Figure I-3 Modèle d'une méthode directe.

I.4.1.1 Démarche de résolution :

La démarche de résolution est présentée dans la figure (I.4) :

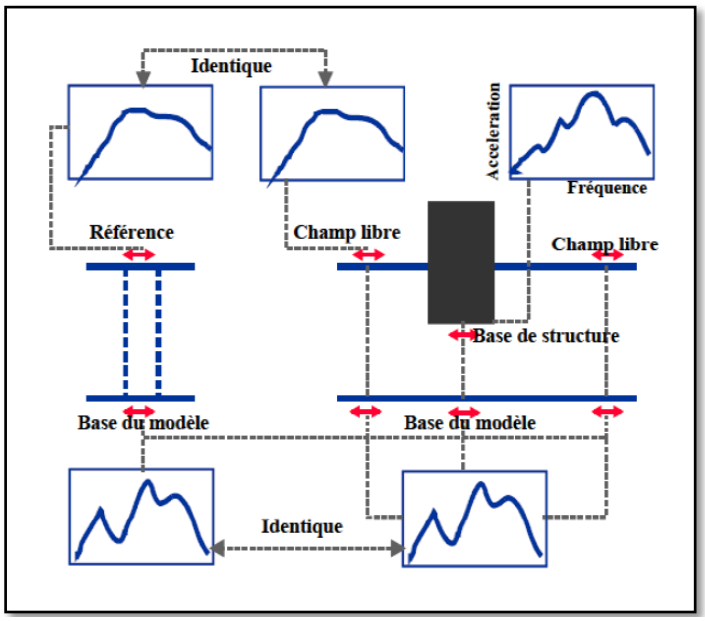


Figure I-4 Schématisation d'un problème d'interaction sol - structure en éléments finis (Pecker, 2015)

- Connaissant le mouvement sismique en champ libre (à la surface du sol), on calcule le mouvement à la base du modèle. Il faut que cette base soit posée suffisamment loin de la structure pour que la présence de cette dernière n'affecte pas ce mouvement.
- Ce mouvement calculé est appliqué uniformément à la base du modèle sol-structure. La réponse est obtenue par résolution de l'équation (I.1).

I.4.1.2 Avantages :

Cette méthode permet une modélisation précise de l'ISS. En effet, le sol est modélisé avec des éléments finis qui peuvent tenir compte du comportement non linéaire du sol. L'effet de l'ISS est constaté avec précision en utilisant cette méthode.

I.4.1.3 Inconvénients

Cette méthode présente plusieurs inconvénients et difficultés d'application:

1) Connaissance impérative des lois de comportement des matériaux (hétérogénéité matérielle du sol ou de la superstructure) et des frontières entre les différentes parties du système. Il est nécessaire de prendre en compte les lois de contacts entre la fondation et le sol pour bien reproduire les différentes non linéarités (non linéarité géométrique due au décollement et au glissement d'une fondation superficielle).
2) Un très grand nombre d'éléments (nœuds) est nécessaire pour prendre en compte l'ISS (figure I.3), ce qui engendre des temps de calculs contraignants.
3) Il est difficile de définir d'une manière précise la frontière extérieure du massif du sol. En effet une onde frappant la frontière fictive extérieure du sol peut numériquement se réfléchir et venir solliciter une nouvelle fois la structure. En réalité, cette onde part à l'infini et emmène avec elle une partie d'énergie de la structure et du sol (amortissement radiatif). Des frontières absorbantes sont placées lors de la modélisation numérique.

I.4.2 METHODE DES SOUS-STRUCTURES :

L'idée consiste à analyser le problème de l'ISS en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global (Méthode directe). Cette méthode est basée sur le principe de superposition en découplant les analyses cinématique et inertielle.

I.4.2.1 Formulation du problème

Les sous-structures sont constituées d'une part du sol avec l'excavation et d'autre part de la structure (figure I.6). Les équations d'équilibre de chaque sous-système sont établies, puis on applique à ces deux équations les conditions de compatibilité à l'interface (continuité du déplacement et du vecteur contrainte).

Comme il apparait dans la figure (I.5), les déplacements de la structure sont désignés par l'indice B, ceux du sol par l'indice S, et ceux de l'interface sol-structure par l'indice F. Les vecteurs chargements sont désignés avec l'indice F pour l'interface sol-fondation et l'indice R pour les frontières du modèle (inferieure et latérales), le vecteur Q_R ne comporte des valeurs non nulles qu'à ces nœuds.

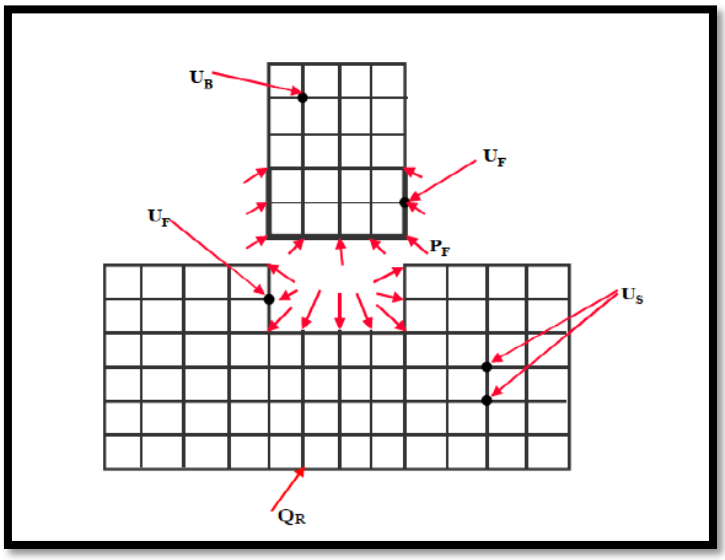


Figure I-5 Schématisation d'une méthode de sous-structure. (Pecker, 2015)

I.4.2.2 Démarche de résolution :

Une considération propre des effets de l'ISS dans une approche par sous-structure demande :

1) L'évaluation du mouvement du champ libre (en absence de la structure et de la fondation) et des propriétés matérielles du sol.
2) L'évaluation des fonctions de transfert pour convertir les mouvements du champ libre aux mouvements qu'il faut appliquer à la fondation.
3) L'incorporation des ressorts et amortisseurs pour représenter la raideur et l'amortissement à l'interface sol-fondation.
4) L'analyse de la réponse du système combiné (structure-ressort/amortisseur) tout en appliquant le mouvement estimé de l'étape (2) à la fondation.

En se basant sur la figure (I.6), le NEHRP (2012) explique d'une manière plus détaillée ces étapes :

- Premièrement, nous effectuons une analyse de l'interaction cinématique. Nous considérons la sous-structure comportant le massif de sol et la fondation rigide sans masse. A partir du mouvement sismique à la base du massif de sol, nous déduisons l'accélération au niveau de l'interface sol-fondation. De nombreuses études ont été effectuées dans la littérature proposant des méthodes analytiques et numériques notamment celle des équations intégrales (Aubry, 1986) afin de résoudre ce premier problème.
- Deuxièmement, nous réalisons une analyse de l'interaction inertielle de façon à déterminer l'impédance dynamique de la fondation. Cette impédance caractérise les efforts dynamiques imposés à la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à une sollicitation harmonique d'amplitude unitaire. Les fonctions d'impédances complexes qui dépendent de la fréquence de la sollicitation appliquée sont calculées pour chacun des six degrés de liberté (trois translations et trois rotations) de la fondation. La partie réelle correspond à la raideur du système sol- fondation, alors que la partie imaginaire représente l'amortissement radiatif. Des méthodes et des résultats pour la détermination

des impédances dynamiques pour tout type de fondations sont recueillis dans [Pecker, 1984], [Gazetas, 1991] ou encore [Sieffert et Ceavaer, 1992].

- Troisièmement, nous déterminons la réponse dynamique de la structure reliée au massif de sol par l'intermédiaire des ressorts d'impédances calculés dans la deuxième étape et soumise à la sollicitation sismique déduite de la première étape. La résolution de ce problème reste classique et utilise souvent la méthode des éléments finis.

Bien que les méthodes de sous-structures soient limitées aux problèmes linéaires, de nombreux travaux montrent qu'elles donnent de très bons résultats (Pitilakis et al., 2008).

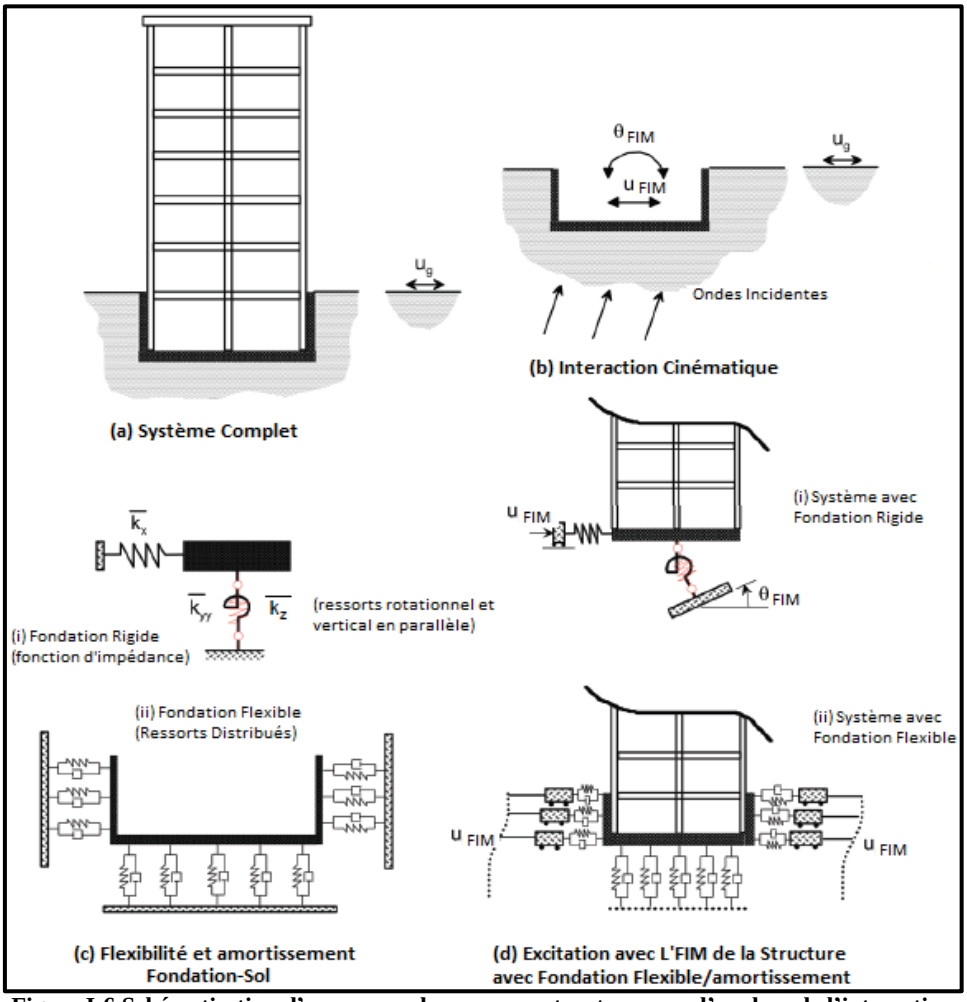


Figure I-6 Schématisation d'une approche par sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant deux configurations de fondation : (i) fondation rigide ; ou (ii) fondation flexible. (NEHRP, 2012)

I.4.2.3 Avantages :

Contrairement à la méthode directe qui utilise les éléments finis pour modéliser le sol, la méthode de sous-structure utilise les fonctions d'impédances dynamiques (ressorts) pour représenter les caractéristiques sol-fondation. De ce fait, la méthode de sous-structure raccourcit beaucoup le temps de calcul par comparaison avec la méthode directe. Il en est de même pour l'utilisation de l'impédance qui simplifie les hypothèses de calcul par comparaison à celles qu'il faut introduire à un modèle utilisant la méthode directe.

I.4.2.4 Inconvénients :

Cette méthode est basée sur le principe de superposition, elle exige donc l'hypothèse d'un sol linéaire et d'un comportement de structure linéaire. Dans la pratique, cette exigence n'est pas parfaite.

I.4.3 METHODE HYBRIDE :

I.4.3.1 Principe :

Cette méthode est issue de la combinaison de la méthode directe et de la méthode des sous-structures, tout en profitant des avantages de chacune. Elle décompose le problème en deux sous domaine :

Le premier domaine semi-infini est appelé champ lointain. Il est composé du sol seulement pris suffisamment loin de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par L'ISS. Pour ces raisons, on considère ce champ comme élastique (linéaire) et on utilise les méthodes adaptées aux problèmes linéaires (impédance dynamique) pour sa modélisation. Ainsi, c'est dans ce champ que vont pouvoir être considérés les dissipations d'énergies dues à l'amortissement radiatif.

Le deuxième domaine fini est appelé champ proche, il est formé d'une fondation superficielle et d'un volume fini du sol sous-jacent. Ce champ inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système qui sont composées en deux parties : les non linéarités matérielles (plasticité du sol) et les non linéarités géométriques (décollement éventuel de la fondation). Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe (la méthode des éléments finis).

I.4.3.2 Avantages :

La méthode hybride simplifie le problème en considérant deux champs : champ proche et champ lointain. Elle utilise l'impédance dynamique pour modéliser le champ lointain tandis que la méthode des éléments finis ou le macro-élément sont utilisés pour modéliser le champ proche. De cette façon, cette méthode réduit le temps de calcul par comparaison avec la méthode directe. Comme la méthode directe, cette méthode donne une modélisation précise de l'ISS, puisqu'elle permet de prendre en considération la non-linéarité dans le champ proche du sol.

I.4.3.3 Inconvénients

Ce genre de méthodes nécessite une modélisation sophistiquée.

I.5 INTERACTION CINEMATIQUE SOL STRUCTURE-INTERACTION SOL PIEUX DE FONDATION :

L'ISS cinématique résulte de la différence de raideur pour la partie en terre, entre le sol et la structure : (bâtiment fictif sans masse). Elle est importante pour les structures raides enterrées dans un sol mou. Mais elle est négligeable pour les fondations superficielles avec des propagations verticales.

Il a été signalé au paragraphe précédent qu'il existe des situations pour lesquelles l'interaction cinématique est rigoureusement nulle et l'interaction sol-structure se réduit à sa part inertielle.

Cette situation est exceptionnelle. Il existe par contre d'autres situations plus courantes pour lesquelles l'interaction cinématique, sans être rigoureusement nulle, est négligeable. Prenons l'exemple d'un pieu de fondation dans une couche de sol ; si la raideur du pieu vis à vis du sol encaissant est faible (cas d'un "spaghetti" dans un sol raide), on comprend que la raideur du pieu ne modifie en rien le mouvement du sol par rapport à celui du champ libre. Pour illustrer ces propos, considérons l'exemple de la figure (I.7).

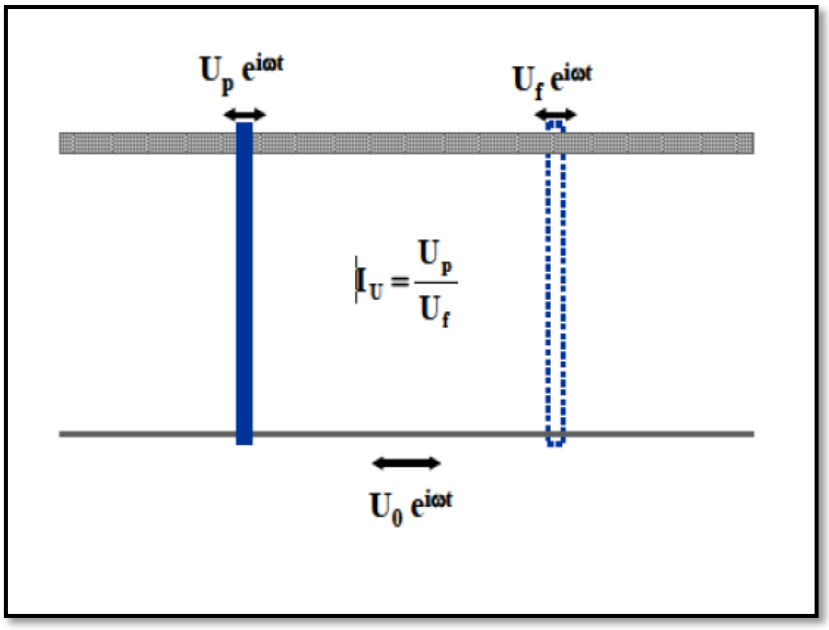


Figure I-7 Exemple d'interaction cinématique

La couche de sol est soumise à un mouvement harmonique à sa base, d'amplitude U_0 et de pulsation ω. On s'intéresse au mouvement résultant de la tête du pieu, U_p, et plus exactement au rapport de ce mouvement au mouvement du sol en champ libre, U_f . Soit I_u ce rapport.

La figure (I.8) présente la variation de I_u en fonction d'un paramètre adimensionnel, F_c , proportionnel au rapport des raideurs du pieu et du sol et inversement proportionnel à l'élancement du pieu. Plus ce rapport est grand plus le pieu est raide vis à vis du sol encaissant.

L'examen de la figure (I.8) montre que pour des raideurs faibles du pieu, l'interaction cinématique est effectivement nulle : le coefficient I_u est égal à 1.0 et le pieu suit le mouvement du sol sans le modifier. Lorsque la raideur augmente, la présence du pieu se ressent et le coefficient I_u devient différent de 1.0: le pieu ne suit plus le mouvement du sol.

On notera qu'il existe des valeurs du paramètre F_c pour lesquelles le coefficient I_u est supérieur à 1,0.

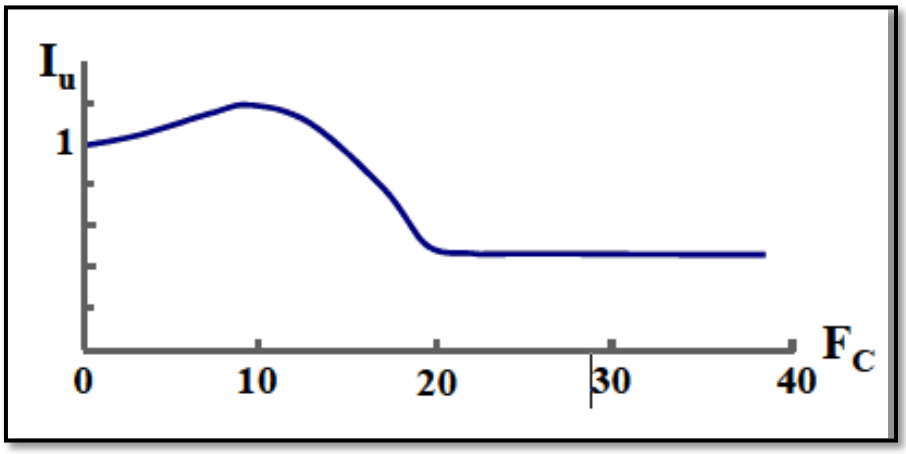


Figure I-8 Interaction cinématique pour un pieu isolé

I.6 CONCLUSION :

L'interaction cinématique (sol-fondation sans masse) a pour effet de changer la réponse du champ libre alors que l'interaction inertielle augmente la flexibilité des structures et aussi l'amortissement du système sol-structure. Plusieurs techniques ont été mises au point pour prendre en charge le problème de l'ISS. Il a été constaté que la modélisation d'ISS avec la méthode directe et la méthode hybride est sophistiquée et présente plusieurs difficultés et inconvénients. Tandis que la modélisation de cette interaction avec la méthode de sous-structure qui utilise l'impédance dynamique est simple à appliquer.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II. INTRODUCTION :

Un pont est un ouvrage d'art ou une structure qui assure un service de transport (routier ou ferroviaire) et c'est une construction qui se doit garantir la sécurité des personnes qui l'emprunte. Sa conception nécessite donc une solide connaissance de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, ainsi les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments, de son environnement. Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.1 PRESENTATION DU PROJET :

II.1.1 OBJECTIF DU PROJET :

Le projet, objet de notre mémoire de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de réalisation de la pénétrante de Tizi Ouzou qui fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la sortie n°28 dans la commune de Djebahia à la ville de Tizi Ouzou à travers le massif du Djurdjura. Ce dernier permet de franchir les contraintes naturelles imposées par le site et donner une conformité du tracé routier l'ouvrage permettra de rétablir un chemin de wilaya traversé par l'autoroute au niveau du PK 45+090 (intersection de l'autoroute avec une route existante).

II.1.2 SITUATION DU SITE :

Il s'agit d'un passage supérieur situé au point kilométrique PK 45+090 du projet de la pénétrante de Tizi Ouzou, située au niveau de la wilaya de Bouira.

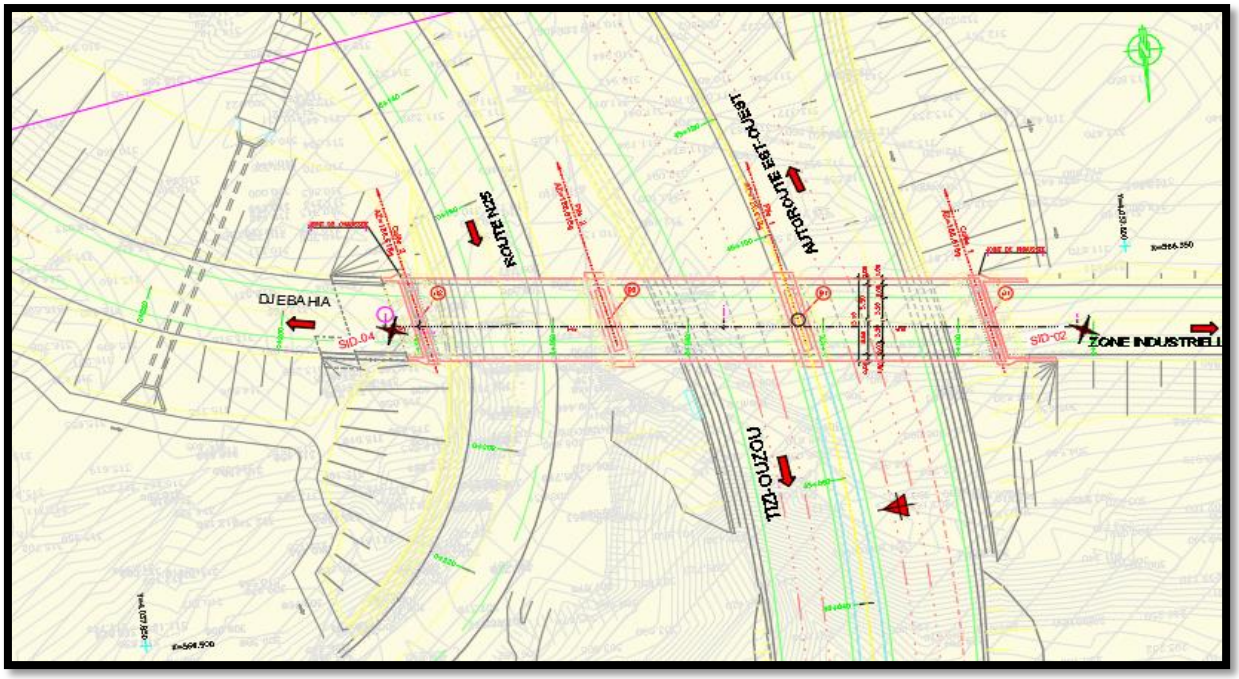


Figure II.1 Carte de la position de l'ouvrage.

II.2 LES DONNEES DE PROJET :

II.2.1 LES DONNÉES FONCTIONNELLES :

Trace en plan :

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 84 m.

Profil en long :

Longitudinalement, le tracé de ce passage supérieur présente les caractéristiques suivantes :

- Début du projet PK 00+96 jusqu'au PK 00+180 vers Djebahia.
- Ligne droite de pente P = 6% (sens PK).
- Le gabarit de l'ouvrage est conditionné.

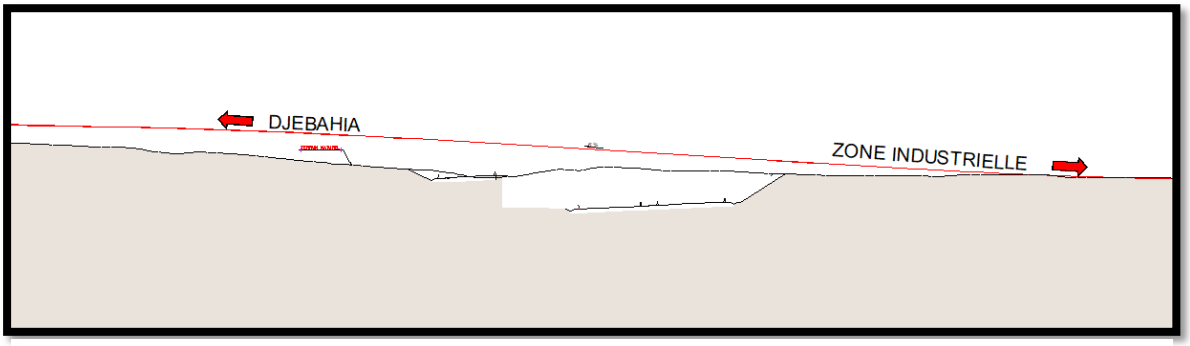


Figure II.2 coupe longitudinal de l'ouvrage

Profil en travers

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

Le profil en travers est défini par :

- Largeur du tablier 13 m.
- Tablier en toi ± 2.5% de part et d'autre de l'axe du pont.
- Largeur roulable L_r =11m.
- Nombre de voies de circulations = 3 voies.

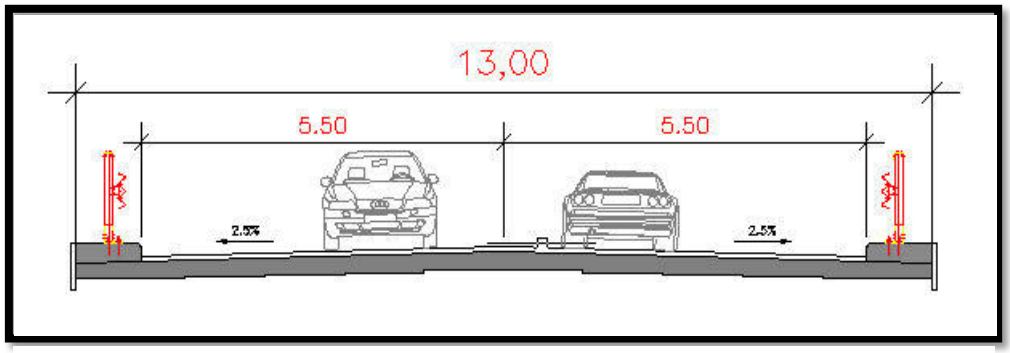


Figure II.3 coupe transversale de l'ouvrage

II.2.2 LES DONNÉES NATURELLES :

La collection des données naturelles est une étape essentielle pour définir le type de l'ouvrage correspondant.

II.2.2.1 TOPOGRAPHIE :

La visite du site effectuée nous a permis de conclure que le projet est implanté dans d'une zone plate.

II.2.2.2 GEOTECHNIQUE :

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

- **Essais in situ :**

- Un (1) sondages carottés de 34m de profondeur.
- Trois (3) sondages pressiométriques.

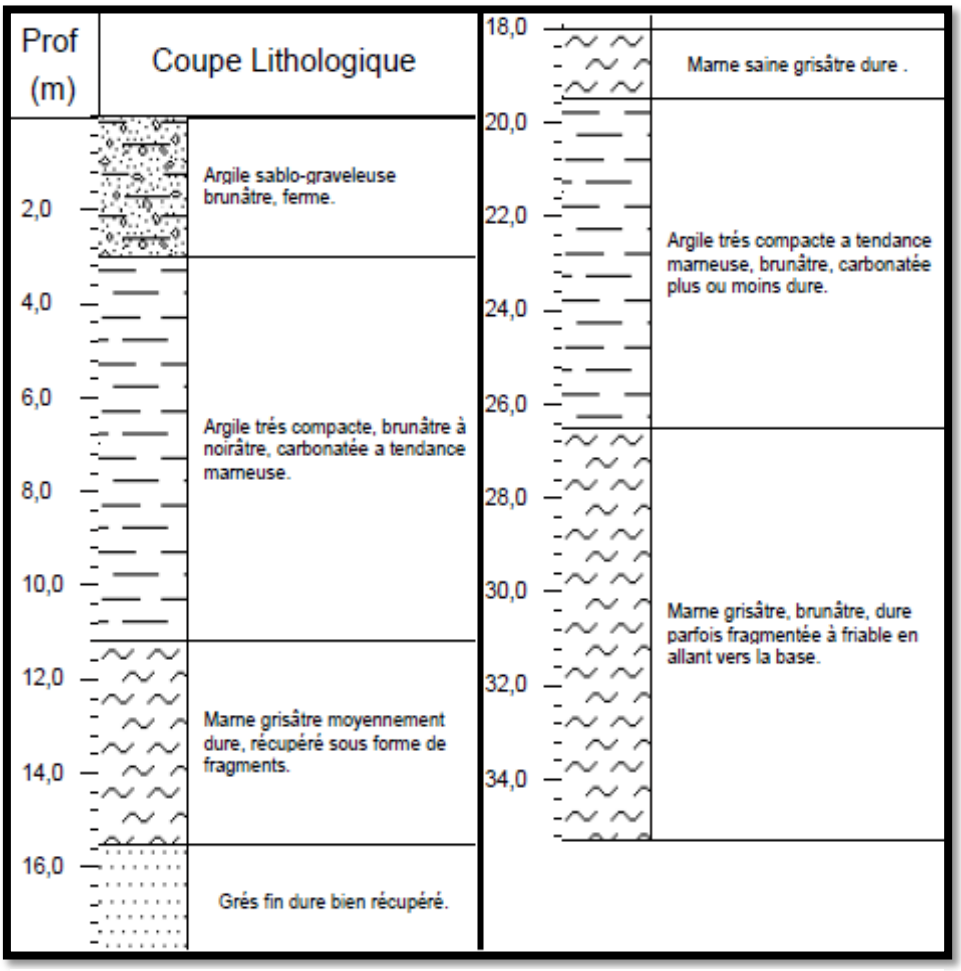


Figure II.4 coupe géologique

- **Essais au laboratoire**

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

1. Essais d'identification physique.
2. Analyses chimiques du sol.

3. Essais mécaniques :
   - Essai de compression simple.
   - Essai de cisaillement à la boite.
   - Essai de compressibilité à l'odomètre.

- **Recommandations pour les types de fondation**

D'après le rapport géotechnique fourni par le bureau d'études géotechniques INZAMAC ALGERIE l'analyse des données du site et des résultats des investigations géotechniques effectuées, au niveau du site réservé au projet de réalisation d'un ouvrage d'art du PK 0 +80 au PK 0 + 200 à Tizi-Ouzou, met en évidence le point suivant :

❖ Le terrain d'assise des fondations est constitué en général par une argile très compacte parfois marneuse brunâtre carbonée.

II.2.2.3 SISMICITÉ DU SITE :

En se basant sur la sismicité historique, l'Algérie a été subdivisée en quatre zones macrosismiques (R.P.O.A.2008), la wilaya de Tizi - Ouzou classée dans une zone de moyenne sismicité **Zone (II.a)** (ce qui montre que sa vulnérabilité au risqué sismique est moyenne), et l'objet de la présente étude, réalisation d'un ouvrage d'Art appartient au **Groupe 2** (pont important) les coefficients d'accélérations à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice seront :

- $K_h = 0.20$.
- $K_v = 0.30 \times 0.2 = 0.06$.

II.2.2.4 CLIMATOLOGIE :

❖ **Pluviométrie :**

Tizi Ouzou fait partie du climat de l'algerie du nord variation de temperature entre +35 et -15 degre la variation à consideré est entre -15 et +25 et les extremes suscité nous avons $\Delta T1 = 17.5$ et $\Delta T2 = -32.5$.

❖ **Vent :**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixés par l'actuel règlement des charges (fascicule 61, titre2) « le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de 2.000 N/m^2 ».

III. CONCLUSION

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte les données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit et c'est ce qu'on a traité dans ce chapitre, en se basant sur les données rassemblées. Afin d'entamer la conception de notre ouvrage abordée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles (qui sont l'ensemble des éléments de son environnement), et fonctionnelles imposées (qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement).

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

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

III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

III.2.1 Variante 1 : « *Pont Mixte Bipoutre* » :

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale varie jusqu'à 130 m, largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

III.2.1.1 Conception longitudinale :

On propose donc dans cette variante, à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de trois travées de **28.50 m** de longueur, donc une longueur totale du pont égale à **85.5 m**.

III.2.1.2 Conception transversale :

Le tablier est assez large (13 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 = 2 m** et **b = 9 m**.

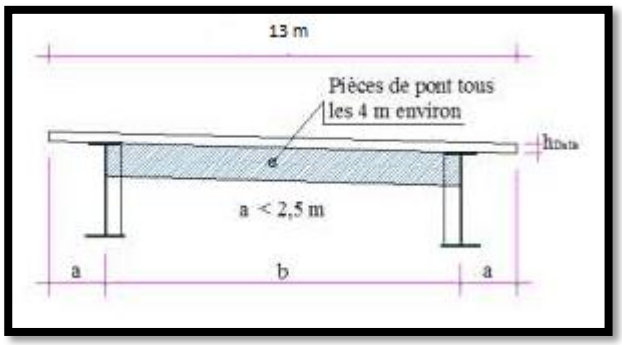


Figure III.1 Coupe transversale d'un tablier bipoutre

III.2.1.2.1 Conception des poutres principales :

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après avec L = 28.50 m et L_t = 13 m.

Tableau III.1 Prédimensionnement des poutres métalliques

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Épaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250 mm
Hauteur de la poutre (H_P)	$H_P = \frac{L}{28}$	1100 mm
Épaisseur de l'âme (t_w)	$t_w \geq 0{,}005 \times H$	40 mm
Largeur semelle inferieure (b_i)	400 mm ≤ bi ≤ 1 300 mm	1 000 mm
Épaisseur de la semelle inferieure (t_{wi})	$t_{wi} \geq \frac{bi}{30}$	40 mm
Largeur semelle supérieure (b_s)	400mm ≤ bs ≤ 1 300 mm	800 mm
Épaisseur semelle supérieure (t_{ws})	$t_{ws} \geq \frac{bs}{30}$	30 mm

III.2.1.2.2 Conception des pièces de pont :

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

Tableau III.2 Prédimensionnement des pièces de pont.

Elément	**Ration usuel**	**Valeur (mm)**
Hauteur de la pièce de pont H_{pp}	$L_t / 15 \leq H_{pp} \leq L_t/10$	700 mm
Largeur de la semelle b	220 mm ≤ b ≤ 300 mm	250 mm
Épaisseur de la semelle t_f	Environ de 20 mm	20 mm
Épaisseur de l'âme t_w	10mm ≤ t_w ≤ 12 mm	12 mm

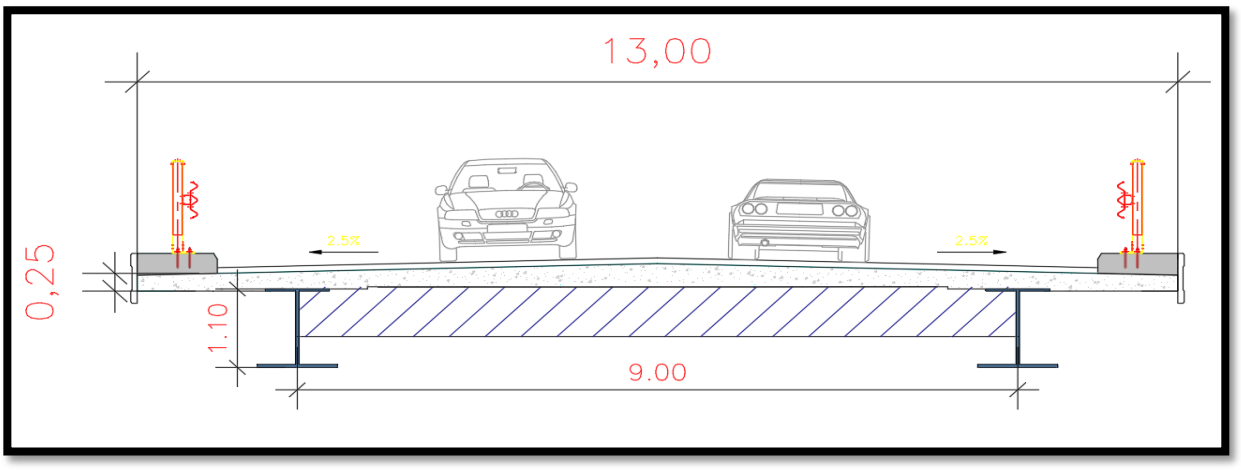


Figure III.2 COUPE TRANSVERSALE

III.2.2 Variante 2 : « *Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP* » :

Les ponts à poutres précontraintes représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.
Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante.
Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales.

III.2.2.1 Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont à 3 travées independantes équidistantes de 28 m de longueur,ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 84 m. (Voir plan d'ensemble *Variante.2*).

III.2.2.2 Conception transversale :

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996]

Tableau III.3 Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Hauteur de la poutre	L/20 < Hp < L/17	1.5m
L'épaisseur total de la dalle	20 ≤ e ≤ 30	0.25m
La hauteur totale du tablier	Ht = Hp + e	1.75m
Entraxe des poutres	1.4m ≤ λ ≤ 2.5 m	1.21m
Entraxe des poutres de rives.	La : dépend de la larguer de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.4m
Nombre des poutres.	N= La / λ +1	10 poutres.
La largeur de la table de compression.	Assurer la stabilité au déversement de la poutre b ≥ 0,6 × Hp	1.03m
Épaisseur de la table de compression.	10 cm ≤ e1 ≤ 15 cm	0.11m
La largeur du talon.	$L_t = {B_t}/{N}$ $B_t = l \times L^2/{H_t \times K}$ l : Largeur du tablier L : Portée de la travée H_t: Hauteur totale du tablier 1100≤ K≤ 1300 N : Nombre de poutres	0.47m
Épaisseur du talon.	10 cm ≤ Et ≤ 20 cm	0.15m
Largeur de l'ame	S. about	0.47m
	S. intermédiaire	0.35m
	S. mi-travée	0.21m

III.2.2.3 CONCEPTION DE LA PILE /DOCUMENTS SETRA :

Nous allons opter pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire de hauteur de 12 m environ, qui permet d'économiser de la matière.

III.3 ANALYSE QUANTITATIVE ET ESTIMATIVE :

Le devis quantitatif et estimatif des trois variantes est élaboré en introduisant des ratios spécifiques **acier/béton** (c'est-à-dire la quantité d'acier nécessaire pour $1m^3$ de béton). Ceci diffère d'un élément de la structure à un autre. Ce calcul reste approximatif, son objectif est de donner une idée globale sur la variante la moins couteuse.

Tableau III.4 Devis estimative de la variante 1

Elément		Variante 01 : Pont à poutre			
		Désignation	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Tablier	Hourdis	Béton (m^3)	273	20 000,00	5 426 400,00
		Acier (t)	68.5	120 000,00	8 220 000,00
	Poutres	Acier actif (t)	180.58	400 000,00	72 232 000,00
Pile	H moy	Béton (m^3)	248.86	35 000,00	8 710 100,00
		Acier (t)	37.25	150 000,00	5 587 500,00
Fondations	Semelles	Béton (m^3)	304.128	20 000,00	6 082 560,00
		Acier (t)	36.49	120 000,00	4 378 800,00
	Pieux	L=17m $N_{br} = 16$		1 800 000,00	28 800 000,00
TOTAL (DA)		139 437 360,00			
TOTAL (DA/ml)		1 640 440,00			

Tableau III.5 Devis estimatifs de la variante 2

Elément		Variante 02 : Pont à poutre			
		Désignation	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Tablier	Hourdis	Béton (m^3)	271.53	20 000,00	5 426 400,00
		Acier (t)	40.72	120 000,00	4 886 400,00
	Poutres	Béton (m^3)	496.48	35 000,00	17 376 800,0

		Acier (t)	21.47	400 000,00	8 588 000
Pile	H moy	Béton (m^3)	240.12	35 000,00	8 404 200
		Acier (t)	35.93	150 000,00	5 389 500
Fondations	Semelles	Béton (m^3)	304.128	20 000,00	6 082 560
		Acier (t)	36.49	120 000,00	4 378 800
	Pieux	L=17m, N_{br} = 16	307.62	1 190 000,00	19 040 000,00
TOTAL (DA)		78 796 510,00			
TOTAL (DA/ml)		938 053,69			

III.4 ANALYSE MULTICRITERE :

Variante	**Avantages**	**Inconvénients**
Variante 1 : Pont Mixte Bipoutre	1. La possibilité de franchir des grandes portées. 2. La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.	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. 5. La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnent de l'ouvrage.
Variante 2 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP	1. Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. 2. Maîtriser de la préfabrication des poutres. 3. Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique. 4. Une bonne réutilisation des coffrages.	1. Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage. 2. Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.

III.5 CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE :

Après l'analyse des aspects négatifs, positifs et quantitatifs des deux variantes, on constate que chacune d'elle dispose des caractéristiques qui s'absentent chez l'autre. Vue que les critères les plus important reste : le coût, la rapidité d'exécution et la facilité au niveau de l'étude, la variante pont a mixte est écartée car on constate un volume d'acier très important ce qui influe

sur le cout du projet notamment l'entretient permanent de ce dernier. D'où la variante qui s'avère la plus avantageuse reste la variante pont à poutres préfabriquées en post tension qui fera l'objet de notre étude.

III.6 CONCLUSION :

Ce chapitre nous a permis de voir que le choix du type de pont et sa conception générale dépendent essentiellement de données des contraintes naturelles imposées par le site, ainsi que des paramètres de réalisation, économiques et esthétiques, en respectant les caractéristiques géométriques et mécaniques de chaque solution. Ce choix « Pont à Poutres Préfabriquées en Post Tension » fera, désormais, l'objet de notre étude définitive.

CHAPITRE IV

HYPOTHESE DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous allons calculer les charges (permanentes et complémentaires) agissant sur notre pont, ainsi que les surcharges définies par le **RCPR** pour les ponts routiers.

IV.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

IV.2.1 BETON :

Tableau IV-1 Caractéristiques de béton

	Superstructure	**Infrastructure**
f_c28 (MPa)	40	27
f_t28 (MPa)	3	2.22

IV.2.2 ARMATURES :

IV.2.2.1 ARMATURES PASSIVES :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

- La limite d'élasticité**……fe = 500 MPa**
- Modules de la déformation élastique : **……Es = 200 GPa**

Les diamètres commerciaux des barres **HA** indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,4 x 6,0 (m x m) pour la plupart.

IV.2.2.2 ARMATURES DE PRECONTRAINTES :

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **12T15**, classe **1 770**.

- Résistance ultime **…… f_{prg} = 1 770 MPa**.
- Limite élastique **……f_{peg} = 1 593 MPa**.
- Module d'élasticité **…… Ep = 190 000 MPa**.
- Section droite d'un toron **…… Ap 1toron = 140 mm²**.
- Section d'un câble **……Ap = 1 680 mm²**.
- Diamètre de la gaine **…… Φ = 80 mm**.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures **……. ρ = 2.5%** .
- Coefficient de recul d'encrage**……...g = 4 mm**.

f_{peg} : limite élastique conventionnel à 0,1%.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

IV.2.3 CONTRAINTES ADMISSIBLES :

IV.2.3.1 BETON :

❖ **Contraintes admissibles à la compression :**

$$f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \theta . \gamma_b \quad (MPA). \qquad (IV\text{-}1)$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \qquad (IV\text{-}2)$$

Tableau IV-2 Contraintes admissibles à la compression de béton

État	Contrainte limite		Super	Infra
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22.66	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	34.78	19.95
ELS	$f_{bc}/\overline{\sigma_{bc}}$		24	16.20

❖ **Déformation longitudinale du béton :**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$; Module de déformation instantanée du béton < 24h.)IV-3)
- $E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$; Module de déformation sous chargement de langue durée. (IV-4)

IV.2.3.2 ARMATURES :

❖ **Contrainte limite de traction des aciers :**

Tableau IV-3 Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Super	Infra
Peu nuisible	$\sigma_s = {f_e}/{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{{1}/{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\} ; n = 1.6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{0.4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\} ; n = 1.6$		200	200

❖ **Classe de justification de la précontrainte :**

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

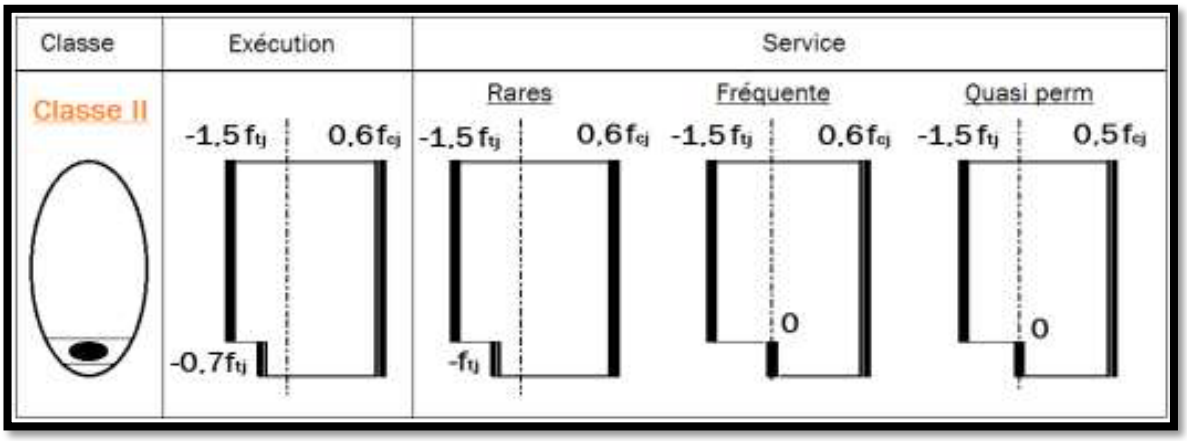


Figure IV-1 Limitation des contraintes des sections en B.P

IV.3 EVALUATION DES SOLLICITATIONS :

IV.3.1 CLASSIFICATION DU PONT :

- Largeur totale : l_T = 13.20 m ;
- Largeur roulable : lr = 11.00 m ;
- Largeur chargeable : l_c = lr-2(0.5) = 10.00 m ;
- Nombre de voies : Nv = (l_c /3) = 3 voies ;
- Largeur d'une voie : lv = lc / Nv = 3.33 m ;
- Classe du pont : pont de 1ère classe ;
- Nombre de poutre : 10 poutres ;
- Longueur de poutre : 28.00 m.

IV.3.2 CALCUL DES CHARGES PERMANENTES C_P :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

- Les poutres : sachant que le tablier comporte 10 poutres symétriques à section variable :

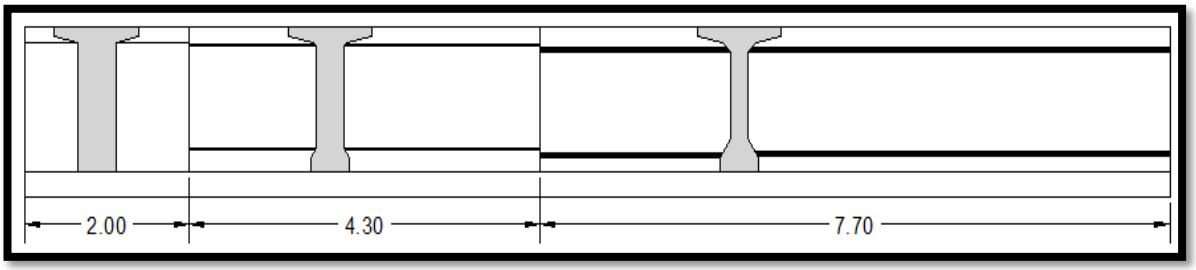


Figure IV-2 Coupe longitudinal de la poutre

$P_{poutres} = (\rho_{béton} \times S \times l) \times 10$ $P_{poutres}$ = 4 135.7 KN (IV.5)

- La dalle : la dalle a une épaisseur constante e=25 cm

$P_{dalle} = \boldsymbol{\rho}_{béton} \times \boldsymbol{e} \times \boldsymbol{L} \times \boldsymbol{l}$ $P_{dalle} = 2\ 275$ KN (IV.6)

IV.3.3 COMPLEMENTS DE LA CHARGE PERMANENTE :

- Poids du revêtement : Prev =591.5 KN
- Poids trottoirs + corniches : $P_{trot+corniches} = 239.4$ KN
- Poids des glissières et du garde-corps : $P_{gliss+gc} = 56$ KN

IV.3.4 CHARGE PERMANENTE DU TABLIER :

$$G_{tab} = \frac{P_{tab}}{L_{tab}} = 260.7 \text{ KN/ml} \quad (IV.7)$$

L'effort tranchant :

$$T_{max} = \frac{g \times L}{2} = \frac{260.7 \times 27}{2} = 3\ 519.45 \text{ KN} \quad (IV.8)$$

Le moment de flexion :

$$M_{mat} = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{260.7 \times 27^2}{8} = 23\ 756.28 \text{ KN.m} \quad (IV.9)$$

IV.3.5 SURCHARGES ROUTIERES :

Les surcharges pris en compte dans l'étude de la flexion générale du tablier sont :

- Deux systèmes de charges civiles Al et Bc, Bt.
- Un système de charge militaire Mc120.
- D240.

IV.3.6 SYSTEME DE CHARGE A :

La chaussé supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à :

$$A = a1 \times a2 \times A(l) \quad (IV.10)$$

- La charge A(l), se compose d'une charge uniformément répartie exprimée en KN par mètre carré et donnée en fonction de la longueur chargée L :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L + 12} \Rightarrow A(L) = 11.3 \text{ KN/m}^2 \quad (IV.11)$$

- (a_1) est déterminé à partir de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
- (a_2) est le rapport entre la largeur de la voie réglementaire et la largeur de la voie du pont tel que $a_2 = V_0/V$ **avec** V c'est la largeure chargeable égale a 10 m .

Tableau IV-4 Valeurs de V0

Classe de pont	V_0
1	3.5 m
2	3.0 m
3	2.75 m

Tableau IV-5 Coefficients a1

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

D'où on trouve :

Nbr des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	28	11.30	1	1.05	11.87	3.33	39.55
2	28	11.30	1	1.05	11.87	6.67	79.10
3	28	11.30	0.9	1.05	10.68	10.00	106.79

Tableau IV-6 Système de charge A

L'effort tranchant :

Une voie chargée : $T_{max} = \frac{A(L)\times L}{2} = \frac{39.55\times 27}{2} = 533.93$ KN

Deux voies chargées : $T_{max} = \frac{A(L)\times L}{2} = \frac{79.10\times 27}{2} = 1\,067.85$ KN

Trois voies chargées : $T_{max} = \frac{A(L)\times L}{2} = \frac{106.79\times 27}{2} = 1\,441.26$ KN

Le moment de flexion :

Une voie chargée : $M_{max} = \frac{A(L)\times L^2}{8} = \frac{39.55\times 27^2}{8} = 3\,603.99$ KN.m

Deux voies chargées : $M_{max} = \frac{A(L)\times L^2}{8} = \frac{79.10\times 27^2}{8} = 7\,207.99$ KN.m

Trois voies chargées : $M_{max} = \frac{A(L)\times L^2}{8} = \frac{106.79\times 27^2}{8} = 9\,731.24$ KN.m

IV.3.7 SYSTEME DE CHARGE B :

IV.3.7.1 Système Bc :

Un camion de type Bc comporte trois essieux de 300 KN comme charge totale. La disposition sur la chaussé est donnée de façon d'avoir l'effet le plus défavorable.

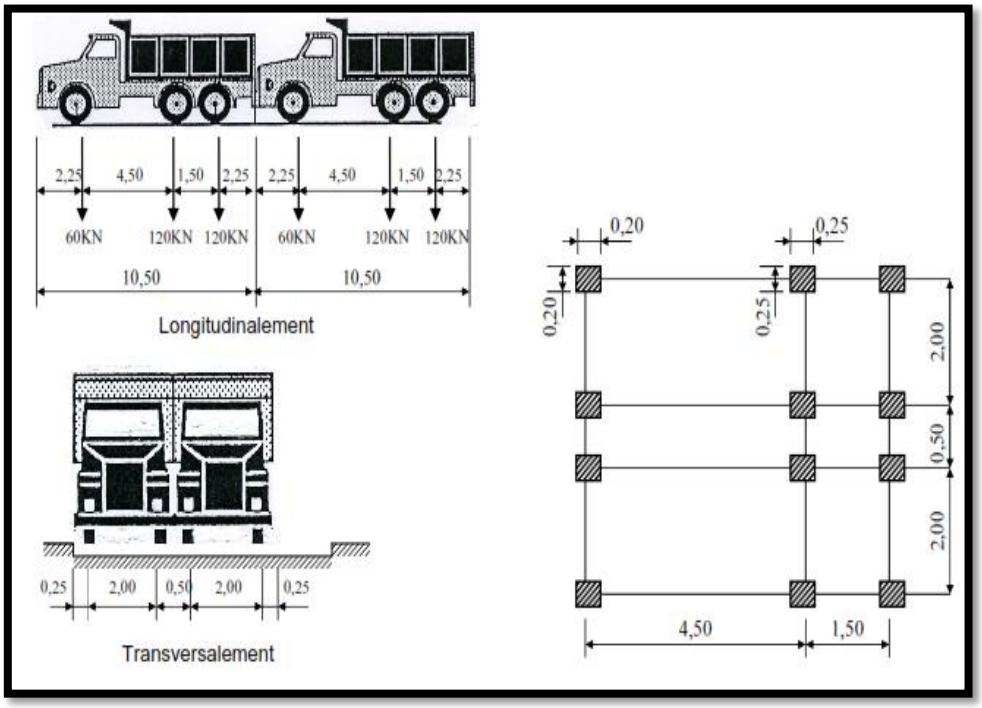


Figure IV-3 Système Bc (RCPR 2008)

Pour le calcul des coefficients de majoration dynamique et des coefficients bc on a :

Tableau IV-7 valeurs de bc, RPOA 2008

Nombre de voies chargés					
Classe de pont	1	2	3	4	>5
Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
Deuxième	1	1	-	-	-
Troisième	1	0.8	-	-	-

D'où on a :

Tableau IV-8 Système de charge Bc

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320
3	1 800	0.95	1 710

La charge de système Bc est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} \qquad (IV.12)$$

Avec :

- L = 28.00 m
- G = 7299.3 KN
- S = B_c x b_c

Tableau IV-9 Coefficient de majoration δ pour le système de charge Bc

Nbr de voies chargées	G	S	δ
1	7 299.3	720	1.075
2	7 299.3	1320	1.087
3	7 299.3	1710	1.094

L'effort tranchant :

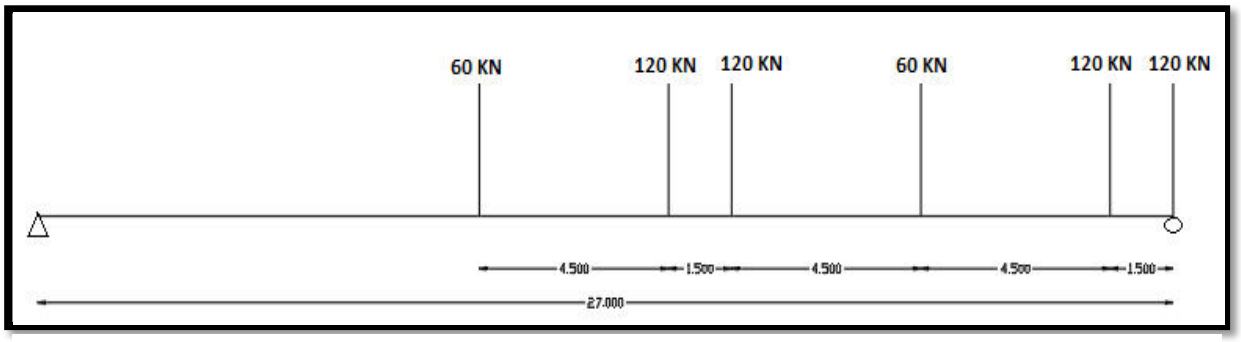


Figure IV-4 Surcharge Bc à 0L

$\sum M/B$=0;

donc :

RA ×27= 120× (1.5+10.5+12) +60× (6+16.5)

D'oû :

RA = 156.67 KN RB = 443.33 KN

N_v : Nombre de voie.

- Une voie chargée : $T_{max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{b_c} = 443.33 \times 1.2 \times 1.075$ =571.90 KN
- 02 voies chargées : $T_{max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{b_c} = 2 \times 443.33 \times 1.1 \times 1.087$= 1 060.18 KN
- 03 voies chargées : $T_{max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{b_c} = 3 \times 443.33 \times 0.95 \times 1.094$= 1 382.26KN

Le moment de flexion :

La localisation du moment fléchissant maximum est déterminée en utilisons le théorème de barré : Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

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

$$XR = \frac{\Sigma Pi\ Xi}{\Sigma Pi} = \frac{(120\times1.5)+(60\times6)+(120\times10.5)+(120\times12)+(60\times16.5)}{600} = 7.05 \qquad \text{(IV.13)}$$

Distance entre l'essieu et la résultante : d = 4.5+ 4.5+ 1.5- 7.05 = 3.45 m

$\sum M/A$=0 Donc:

R_B × 27 = 120× (22.275 + 20.775 + 11.775 + 10.275) + 60× (16.275 + 5.775)

R_B = 340.55 KN

R_A =600- RB = 259.45 KN

$M_0=M_E = R_A \times 11.775-60 \times 6-120 \times 1.5$ M_0 = 3 469.97 KN.m

Une voie chargée : $M_{max} = M_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 3\ 469.97 \times 1.2 \times 1.075 = 4\ 476.26$ KN.m

Deux voies chargées : $M_{max} = 2M_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 2 \times 3\ 469.97 \times 1.1 \times 1.087$= 7 543.72 KN.m

Trois voies chargées : $M_{max} = 3M_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 3 \times 3\ 469.97 \times 0.95 \times 1.094$= 10 819.02 KN.m

IV.3.7.2 Système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques voire Figure.

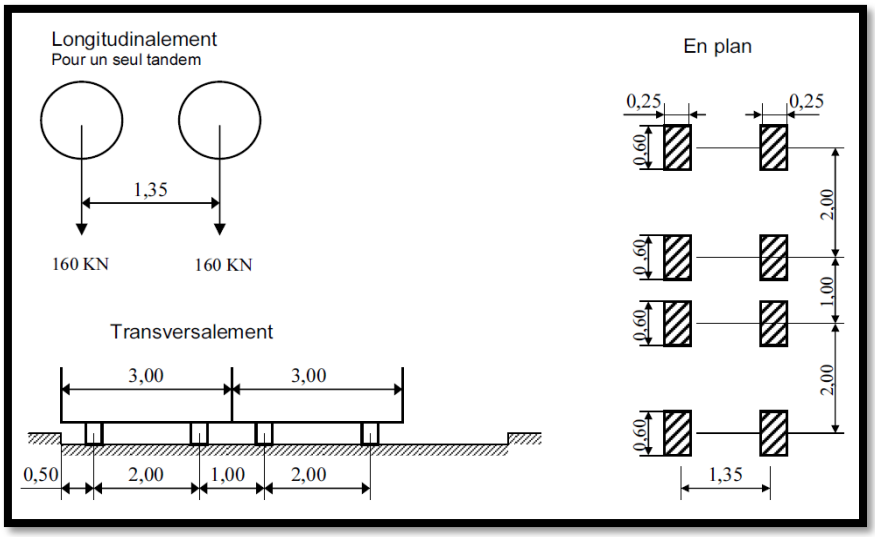


Figure IV-5 Système Bt (RCPR 2008)

D'ou :

Tableau IV-10 Valeurs de Bt x bt

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3	640	1.2	768

Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} \qquad (IV.14)$$

Avec :

- L = 28.00 m
- G = 7299.3 KN
- S = B_t x b_t

Tableau IV-11 Coefficient de majoration δ pour le système de charge Bt

Nombre de voies chargé	G	S	δ
1	7 299.3	384	1.068
2	7 299.3	768	1.076
3	7 299.3	768	1.076

L'effort tranchant :

$\sum M/B=0$ donc

$R_A \times 27 = 160 \times 1.35$

$R_A = 8$ KN

$R_B = 320 - R_A = 312$ KN

Un tandem : $T_{max} = T_0 \times b_t \times \delta_t = 312 \times 1.2 \times 1.068 = 399.85$ KN

Deux tandems : $T_{max} = 2T_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 2 \times 312 \times 1.2 \times 1.076 = 805.71$ KN

Trois tandems : $T_{max} = 3T_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 3 \times 312 \times 1.2 \times 1.076 = 1\,208.56$ KN

-

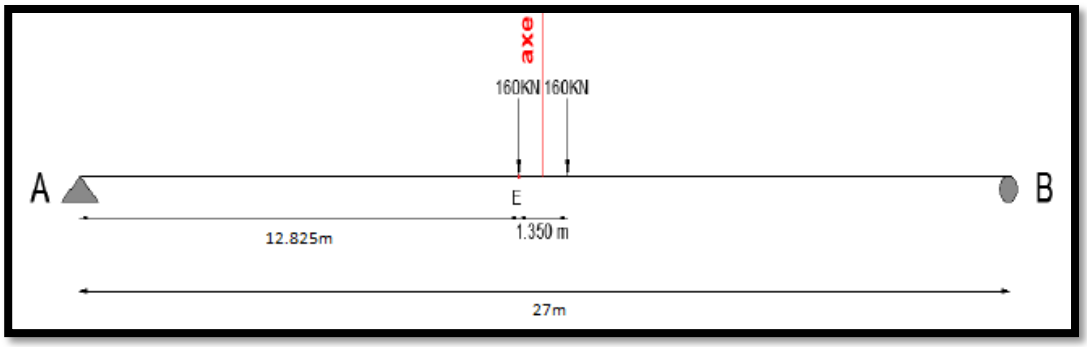


Figure IV-6 Surcharge Bt à L/2

Le moment de flexion :

$R_A = R_B = 160$ KN $\qquad M_{max} = 160 \times 12.825 = 2052$ KN.m

Un tandem : $M_{max} = M_0 \times b_t \times \delta_{b_t} = 2052 \times 1.2 \times 1.068 = 2\,629.84$ KN.m

Deux tandems : $M_{max} = 2M_0 \times b_t \times \delta_{b_t} = 2 \times 2052 \times 1.2 \times 1.073 = 5\,284.31$ KN.m

Trois tandems : $M_{max} = 3M_0 \times b_t \times \delta_{b_t} = 3 \times 2052 \times 0.95 \times 1.076 = 6\,292.66$ KN.m

IV.3.1 SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE MC 120 :

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles avec 1100 KN comme charge totale. Dans notre cas on dispose qu'un seul véhicule longitudinalement.

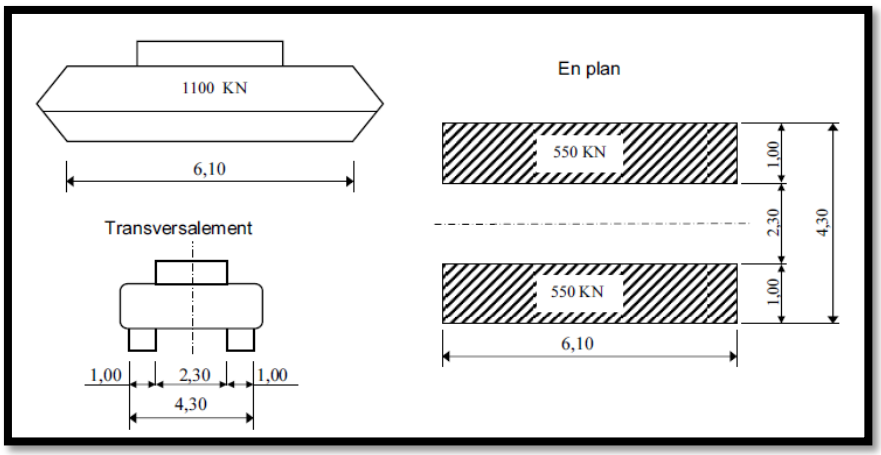


Figure IV-7 systèmes Mc120

La charge de système Mc120 est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} \qquad (IV.15)$$

- L = 28.00 m
- G = 7299.3 KN
- S = 1100 KN

⟶ D'où : **δ = 1.082**

L'effort tranchant :

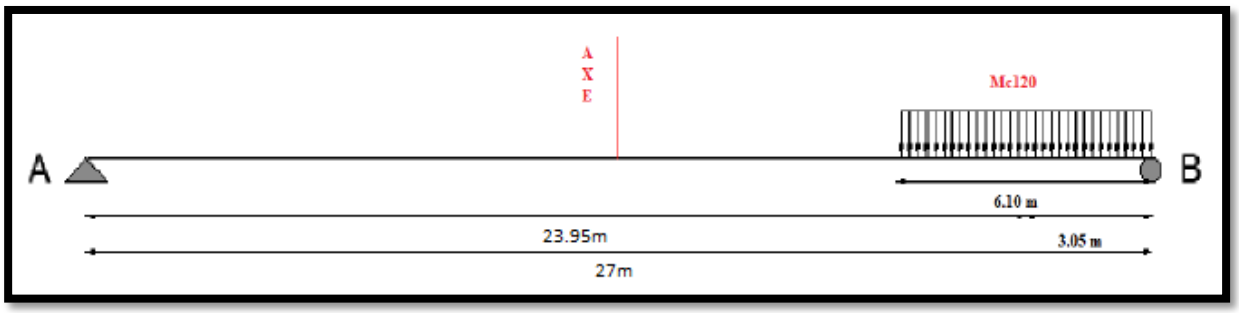


Figure IV-8 Surcharge Mc120 à 0L

$\sum M/A = 0$; donc RB × 27 = 1100 × 23.95

RB = 975.74 KN RA = 1100 – RB = 124.26 KN

Tmax =RB × δMc120 = 975.74 × 1.082 = 1055.75 KN.

Le moment de flexion :

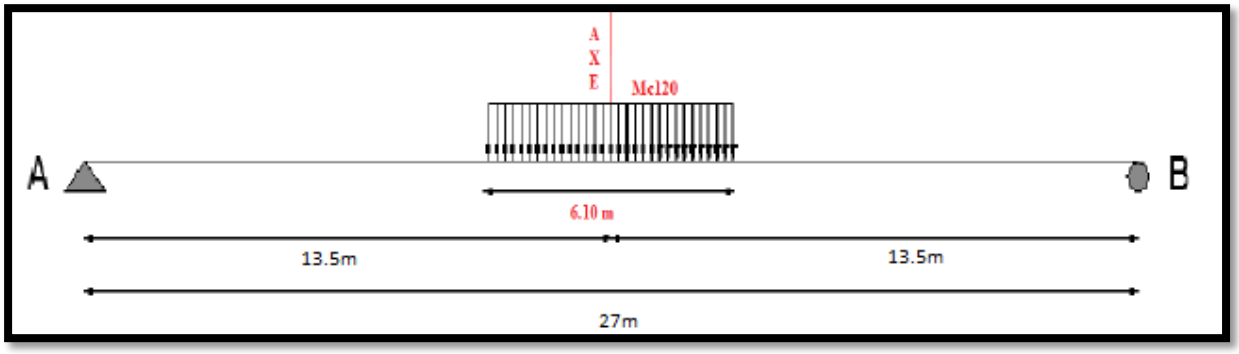


Figure IV-9 Surcharge Mc120 à L/2

RA = RB = $\frac{1100}{2} = 550$ KN

Mmax = M(L/2) = RA × 13.5 – $\frac{QMC120 \times 3.05^2}{2}$ Mmax = 6 586.28 KN.m

M(Mc120) = Mmax × δMc120 = 6586.28 × 1.082 = 7126.36 KN.m

IV.3.2 EFFORT DE FREINAGE :

Les charges A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage. Ces réactions sont des efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Selon le **RCPR** :

- **L'effort de freinage correspondant à la charge A**

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.035 \times S} \qquad (IV.16)$$

S : La surface chargée en m^2

Tableau IV-12 Efforts de freinage Al

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	93.33	11.87	54.48
2	186.67	11.87	107.24
3	280.00	10.68	142.52

- **Effort de freinage par la charge de système Bc :**

On suppose qu'un seul camion peut freiner par travée et il développe un effort horizontal égal à poids **300 KN**.

IV.3.3 SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240 :

Ces charges ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

$D_{240} = \frac{2400}{18.6}$ ⟶ D'oû : D_{240} = 129 KN

L'effort tranchant :

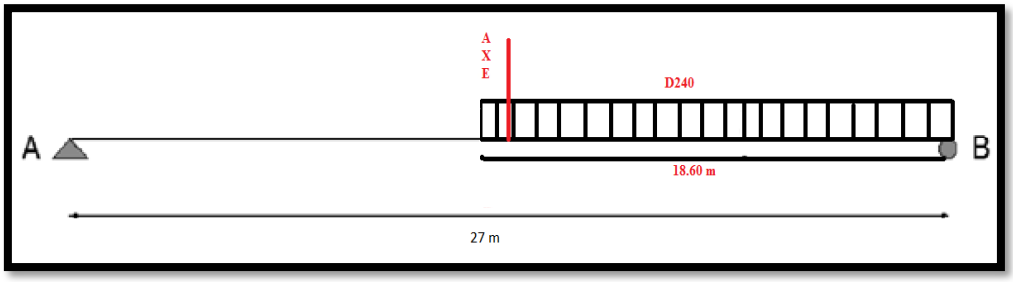


Figure IV-10 Surcharge D240 à 0L

$\sum M/A = 0$; donc RB × 27 = 2400 × 17.7

RB = 1573.33 KN RA =2400- RA = 826.667 KN

Donc : Tmax = 1573.33KN

Le moment de flexion :

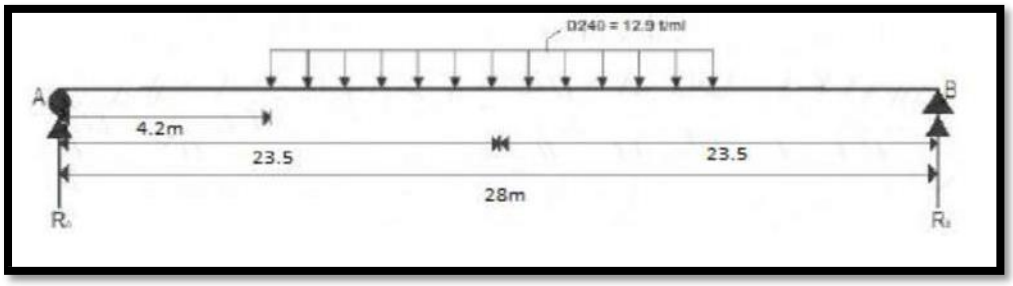


Figure IV-11 Surcharge D240 à L/2

RA = RB= $\frac{2400}{2}$ = 1200 KN

Mmax=M (L/2) = RA × 13.5 – $\frac{QD240 \times 9.3^2}{2}$ = 10 621.395 KN.m

IV.4 RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS ;

Tableau IV-13 Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants dus aux surcharges

Récapitulatif des sollicitations Cas de charge	Effort	Al	Bc	Bt	MC120	D240
Une voie chargée	M (KN.m)	3 603.99	4 476.26	2 768.256	/	/
	T (KN)	533.93	571.90	399.85	/	/
Deux voies chargées	M (KN.m)	7 207.99	7 543.72	5 562.432	/	/
	T (KN)	1 067.85	1 060.18	805.71	/	/
Trois voies chargées	M (KN.m)	9 731.24	10 819.02	6 623.856	7 126.36	10 621.395
	T (KN)	1 441.26	1 382.26	1 208.56	1 055.75	1 573.33

IV.5 REPARTITION TRANSVERSALE (GUYON MASSONNET) :

Pour la répartition transversale des charges on utilise la méthode de Guyon Massonnet qui est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres largement appliquées au calcul des tabliers de ponts.

Cette méthode consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur constante. Ensuite de déterminer le coefficient de répartition transversale $K\alpha$ dépend essentiellement du paramètre de torsion α, et d'entretoisement θ. Pour chaque effort, on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retient la poutre qui donne les plus grandes valeurs du coefficient.

IV.5.1 DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL :

Largeur active (b) : $\mathbf{2 \times b = n \times b_0}$

- Entraxe des poutres : b_0 = 1.21 m
- n = 10 poutres
- Largeur active 2b = 12.1 m

Étant donné que le tablier est symétrique transversalement nous étudierons la moitié de la dalle fictive soit une largeur b = 6.05 m, comportant 5 poutres. Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont.

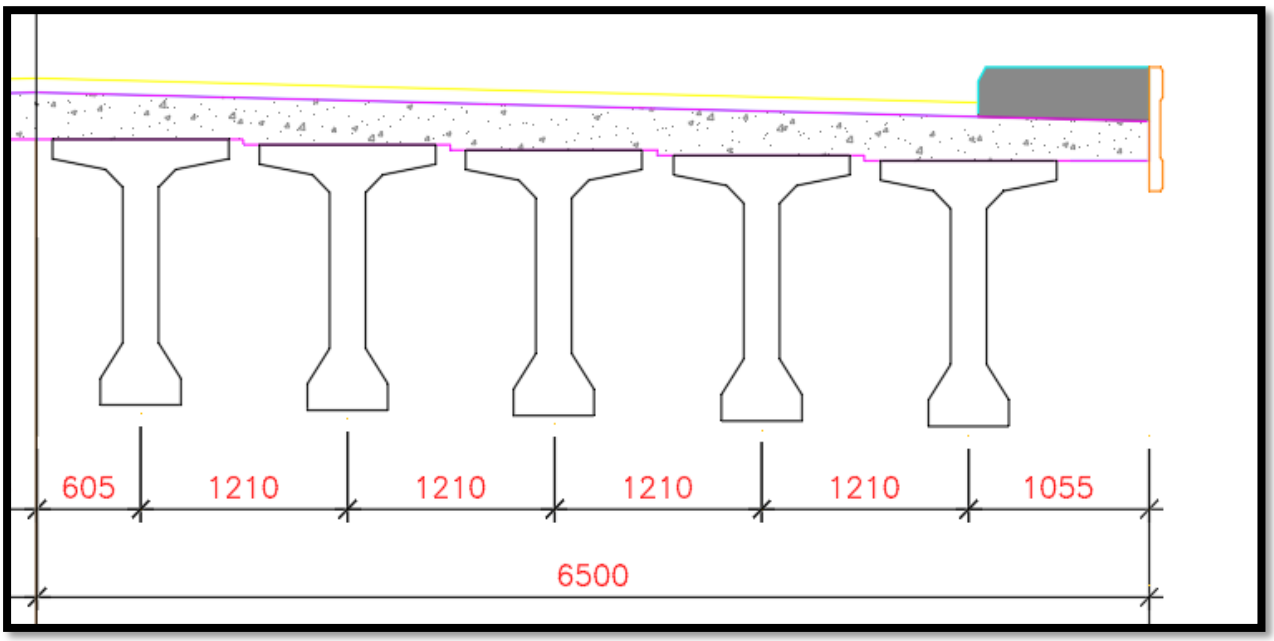


Figure IV-12 positions des poutres

Postions actives des poutres

La position active des poutres $P_i = \frac{b_0}{6.05} \times b$ (IV.17)

Tableau IV-14 Positions actives des poutres

N° poutre	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8	Poutre 9	Poutre 10
Position réelle	0.605	1.815	3.025	4.235	5.445
Position active	0.1b	0.3b	0.5b	0.7b	0.9b

IV.5.2 PARAMETRE D'ENTRETOISEMENT :

Il détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \qquad (IV.18)$$

L : la portée = 27 m.
b : la largeur utile = 6.05 m ; b_0 : espacement des poutres = 1.21 m.
E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).
I_P : moment d'inertie de la poutre ; $I_p = I_0 + \frac{8(I_m - I_0)}{3\pi}$ (IV.19)
I_0 : moment d'inertie de la section d'about = 16440000 cm^4
I_m : moment d'inertie de la section médiane = 13830000 cm^4
Donc I_P= 14223439.49 cm^4
Moment d'inertie de la dalle : $I_D = \frac{l_1 \times d^3}{12}$ (IV.20)
Avec :
l_1: Distance entraxe des entretoises (on prend l_1 = 100 cm)
d : Épaisseur de la dalle (25 cm)
Donc : I_D = 130208.3 cm^4
La rigidité flexionnelle de la poutre $\rho_P = \frac{E \times I_P}{b_0} = \frac{E \times 14223439.49}{121} = 117549.0867E$ (IV.21)
La rigidité flexionnelle de la dalle $\rho_E = \rho_D = \frac{E \times I_D}{1m} = \frac{E \times 130208.3}{100} = 1302.083E$ (IV.22)

Paramètre d'entretoisement ; $\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{6.05}{27} \times \sqrt[4]{\frac{117549.0867}{1302.083E}} = 0.69$

$$\boldsymbol{\theta} = \mathbf{0.69}$$

Remarque :

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement $\boldsymbol{\theta}$ et qui vérifier la condition suivante :

- Si $\boldsymbol{\theta}$ < 0,3 La méthode de J. Courbon.
- Si $\boldsymbol{\theta}$ > 0,3 La méthode de Guyon-Massonnet

IV.5.3 PARAMETRE DE TORSION :

Il caractérise l'effet de la torsion dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_P \rho_E}} \qquad (IV.23)$$

- $\gamma_P = \frac{C_P}{b_0}$ La rigidité torsionnelle des poutres ; (IV. 24)
- $\gamma_E = \gamma_D = \frac{2GI_D}{1m}$ La rigidité torsionnelle de la dalle ; (IV. 25)

C_P : rigidité torsionnelle de la poutre ; $C_P = \frac{G}{3} \times \left[\sum b_i {h_i}^3 + {b_0 {h_0}^3}/{2}\right]$ (IV. 26)

- G : module de déformation transversale du béton G = $\frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{E}{2.4}$ (IV. 27)
- ϑ: Coefficient de poisson du béton non fissuré et pris égal à 0.20.

En cas de fissuration, il est près égal à zéro. (BPEL 91 révisé 99).

- h_0: épaisseur de la dalle = 0.25 m.
- b_0 : espacement des poutres = 1.21 m.
- b_i et h_i : les dimensions des éléments de la section équivalente telle que : bi < hi.

❖ Calcul de la section simplifiée :

Afin de simplifier les calculs, nous substituons la section réelle par une section équivalente.

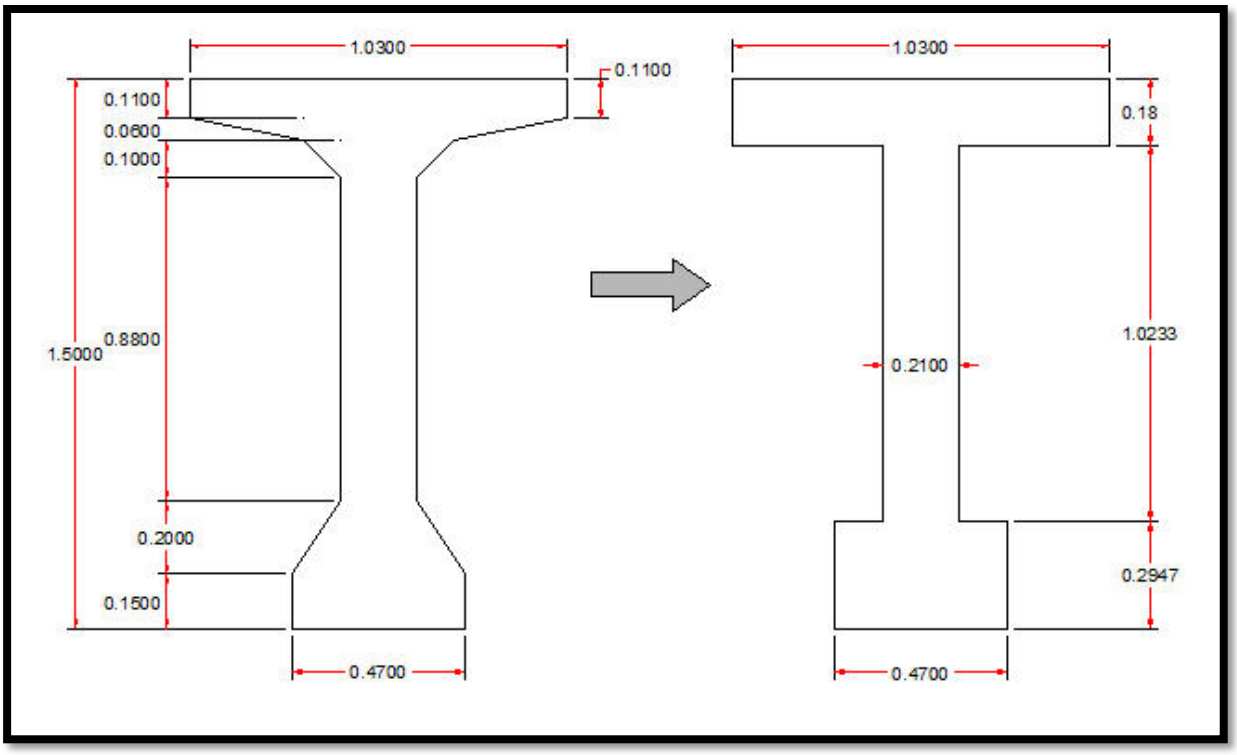


Figure IV-14 La section équivalente de la poutre

La section réelle de la poutre est égale à 0.5108 m^2.

$$d = \frac{\text{La section de la table de compression}}{\text{La largeur de la table de compression}} = 18\,\text{cm} \quad \text{(IV. 28)}$$

$$d' = \frac{\text{La section du talon}}{\text{La largeur du talon}} = 29.47\ cm \quad \text{(IV. 29)}$$

$$h = 15 - d - d' = 102\ \text{cm} \quad \text{(IV. 30)}$$

$$C_P = \frac{E}{7.2}\left[(47 \times 29.47^3 + 102.33 \times 21^3 + 103 \times 18^3) + {}^{121 \times 25^3}/_{2}\right] \quad (IV.31)$$

$$C_P = 513418.17E$$

Donc

$$\gamma_P = \frac{513418.17E}{121} = 4243.13E$$

$$\gamma_D = \frac{2GI_D}{100} = \frac{2 \times E \times ({}^{100 \times 25^3}/_{12})}{2.4 \times 100} = 1058.0694E$$

D'où ;

Paramètre de torsion : $\alpha = \frac{4243.13E + 1058.0694E}{2\times\sqrt{229\,588.429E} \times 1302.083\text{E}}$ (IV.32)

$$\boldsymbol{\alpha = 0.153}$$

IV.5.4 COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE POUR LE MOMENT(K) :

Coefficients de répartition du moment fléchissant K dépend bien sûr des paramètres :

- Paramètre d'entretoisement $\boldsymbol{\theta}$
- Paramètre de torsion **α**
- L'excentricité des poutres y
- L'excentricité relative de la charge e

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où 0 < **α** <1 on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

Si : $0 < \theta < 0.1$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$

Si : $0.1 < \theta < 1$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\beta}$

Si : $1 < \theta < 2$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.5}$

Telle que :

$\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065-\theta}{0.665}\right)} = 0.6093$; K_0 : valeur de K pour **α=0** et K1 : valeur de K pour **α=1**

On a : 0.1 < $\boldsymbol{\theta}$**=0.69** < 1

D'où :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\beta} = K_0 + (K_1 - K_0)0.32 \quad (IV.33)$$

- Les valeurs de K_0 et K_1 et le calcul de $K_{\boldsymbol{\alpha}}$ **[tab 1,2 et 3 Annexe B]**
- Calcul de $K_{\boldsymbol{\alpha}}$ pour chaque poutre

Tableau IV-15 Valeur de Kα pour chaque poutre

Théta=0.69	Alfa=0,153								
Y e	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
Poutre 6 : 0.1 b	**0.1289**	**0.4992**	**0.8777**	**1.2365**	**1.4770**	**1.4565**	**1.2062**	**0.7638**	**0.5151**
Poutre 7 : 0,3b	**-0.1082**	**0.2228**	**0.5726**	**0.9467**	**1.3101**	**1.5509**	**1.5272**	**1.1265**	**1.0925**
Poutre 8 : 0,5b	**-0.2390**	**0.0207**	**0.3045**	**0.6396**	**1.0365**	**1.4607**	**1.7933**	**1.8935**	**1.9014**
Poutre 9 : 0,7 b	**-0.2991**	**-0.1242**	**0.0774**	**0.3466**	**0.7271**	**1.2447**	**1.8734**	**2.5078**	**3.0551**
Poutre 10: 0,9 b	**-0.3414**	**-0.2526**	**-0.1351**	**0.0641**	**0.4190**	**1.0104**	**1.8982**	**3.0707**	**4.4088**

- Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour la charge (les surfaces et les distance sont calculées en utilisant le logiciel AUTOCAD).

Pour les charges reparties : $\boldsymbol{K_{\alpha moy}} = \frac{\boldsymbol{S(surface)}}{\boldsymbol{L(largeurchargée)}}$ (IV. 34)

Pour les charges concentrées : $K_{\alpha moy} = \frac{\sum_i^n Ki}{n}$ (IV. 35)

Tableau IV-16 Valeurs des moments réel pour les différentes positions des poutres.

Surcharge	**Nombre de voies**	**M0 (KN.m)**	**Poutre 06**		**Poutre 07**		**Poutre 08**		**Poutre 09**		**Poutre 10**	
			$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha moy}$	$M_{réel}$
Mg	/	2375.62	1	2375.62	1	2375.62	1	2375.62	1	2375.62	1	2375.62
A(l)	1	360.40	0.9746	351.25	1.319	475.37	1.8209	656.25	2.2056	794.90	2.5620	923.34
	2	720.80	1.2134	874.62	1.3409	966.52	1.4978	1079.61	1.5643	1127.55	1.6114	1161.50
Bc	1	447.63	0.8933	399.87	1.289	576.99	1.8509	828.52	2.3667	1059.41	2.8868	1292.22
	2	754.37	1.1297	852.21	1.3848	1044.65	1.6694	1259.35	1.8691	1409.99	2.0557	1550.76
Mc120	1	712.64	1.1312	806.14	1.3302	947.94	1.6271	1159.54	1.8124	1291.59	1.9725	1405.68
D240	1	1062.12	1.0450	1109.92	1.3775	1463.07	1.7799	1890.47	2.2029	2339.74	2.2366	2375.54

- Combinaison de charge pour déterminer la poutre la plus sollicitée

Tableau IV-17 Combinaison de moment réel vis-à-vis à l'ELU et l'ELS.

		Combinaisons de charges				
		P06	P07	P08	P09	P10
ELS	**G + 1,2.A(L)**	3425.16	3535.44	3671.52	3728.68	3769.42
	G + 1,2.Bc	3398.27	3629.2	3886.84	4067.61	4236.53
	G + Mc120	3181.76	3350.56	3535.16	3667.21	3781.3
	G + D240	3485.54	3838.69	4266.09	4715.36	4751.16
ELU	**1,35G + 1,6.A(L)**	4606.48	4753.52	4934.46	5011.17	5065.49
	1,35G + 1,6.Bc	4570.62	4878.53	5222.05	5463.07	5688.30
	1,35(G+Mc120)	4295.38	4486.80	4772.47	4950.73	5104.75
	1,35(G+D240)	4705.48	5182.23	5759.22	6365.74	6414.066

- A l'ELU la combinaison la plus défavorable est **1.35G+ 1.35 D240** de la poutre n°10

Mmax = 6.41 MN

- A l'ELS la combinaison la plus défavorable est **G+ D240** de la poutre n°10

Mmax = 4.75 MN

IV.6 REPARTITION TRANSVERSALE (LOGICIEL ROBOT)

IV.6.1 INTRODUCTION AU « ROBOT »

La modélisation du tablier a été faite moyennant le logiciel **ROBOT** qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : (Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques…etc).

L'ouvrage est isostatique comportant trois travées identiques et indépendantes, on étudiera donc une seule travée (une dalle de 25 cm reposant sur 10 poutres).

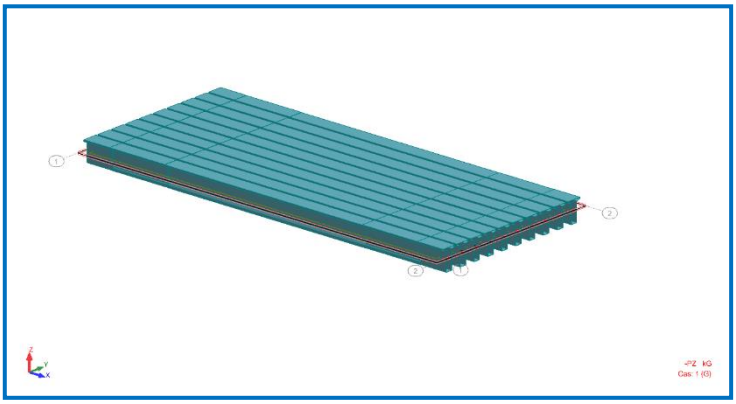


Figure IV-15 Vue 3D du model ROBOT

Les résultats du calcul par le logiciel ROBOT AUTODESK se trouvent en annexe.

IV.6.2 ETUDE COMPARATIVE :

Les résultats des deux méthodes de calcul sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-18 Comparaison entre la méthode manuelle et automatique

		Moment fléchissant (KN.m)	
Combinaison		Manuel	Automatique
ELS	G+D240	4751.16	3935.08
ELU	1,35(G+D240)	6414.066	5312.36

IV.7 CONCLUSION

La poutre la plus sollicitée est la poutre **P_{10}**.

CHAPITRE V

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1 INTRODUCTION

Le béton a pour qualité essentielle sa bonne résistance en compression, par contre, il affiche une faible résistance en traction. D'où l'intérêt de chercher un moyen d'utiliser au maximum la résistance du béton. Ceci constitue le but essentiel de ce chapitre.

Dans le béton précontraint on cherche à éviter que le béton soit tendu. L'idée fondamentale est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression en introduisant artificiellement dans les structures un système de contrainte préalables qui permet au béton de rester dans le domaine de compression.

V.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.2.1 CALCUL DU NOMBRE DE CABLE

V.2.1.1 CARACTERISTIQUES ET DONNEES

Les caractéristiques pris en considération sont notées dans les tableaux suivant :

- Pour les câbles :

Tableau V-1 Caractéristiques des câbles.

Type de câble	12T15
Aire nominal de chaque toron	140 mm²
Aire nominal de l'acier A_p	1680 mm²
Diamètre de la gaine	80 mm
Tension minimale de rupture f_{prg}	1770 MPa
Contrainte élastique de garantie f_{peg}	1593 MPa
Module d'élasticité	190 000 MPa
Relaxation à 1000 heures	2.5 %

Tableau V-2 Les moments pris en considération

Moment dû à la surcharge G+D240 à l'ELS	M_{max} = 3.935 MN.m
Moment dû aux charges permanentes	M_{min} = 2.64 MN.m
$\Delta M = M_{max} - M_{min}$	ΔM = 1.295 MN.m
Moment dû au poids de la poutre	M_p = 1.19 MN.m

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi travée.

Tableau V-3 Caractéristiques géométriques de la section d'about

Caractéristiques géométriques	**Section d'about**	
	Poutre seule	**Poutre + dalle**
B *(m²)*	0.7819	1.084
V' *(m)*	0.8167	1.042
V (m)	0.68	0,71
I_G *(m⁴)*	0,1644	0.3080
i^2 (m²)	0.210	0.284
ρn **%**	38	39
d'= 1.5 × Ø gaine (cm)	12	12
e = - (V'- d') (m)	- 1.04	- 0.72

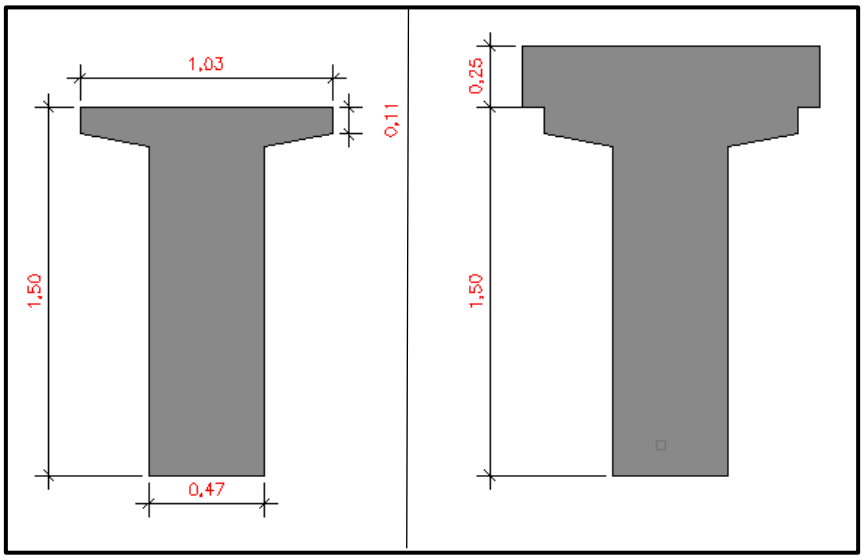


Figure V.1 Caractéristiques géométriques de la section d'about.

Tableau V-4 Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée.

Caractéristiques géométriques	Section intermédiaire	
	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m^2)	0.511	0.813
V' (m)	0.842	1.13
V (m)	0.658	0.620
$I_{/G}$ (m^4)	0.138	0.257
i^2 (m^2)	0.271	0.315
ρn (%)	48.9	45
d'= 1.5 × Ø gaine (cm)	-	12
e = - (V'- d') (m)	-	-

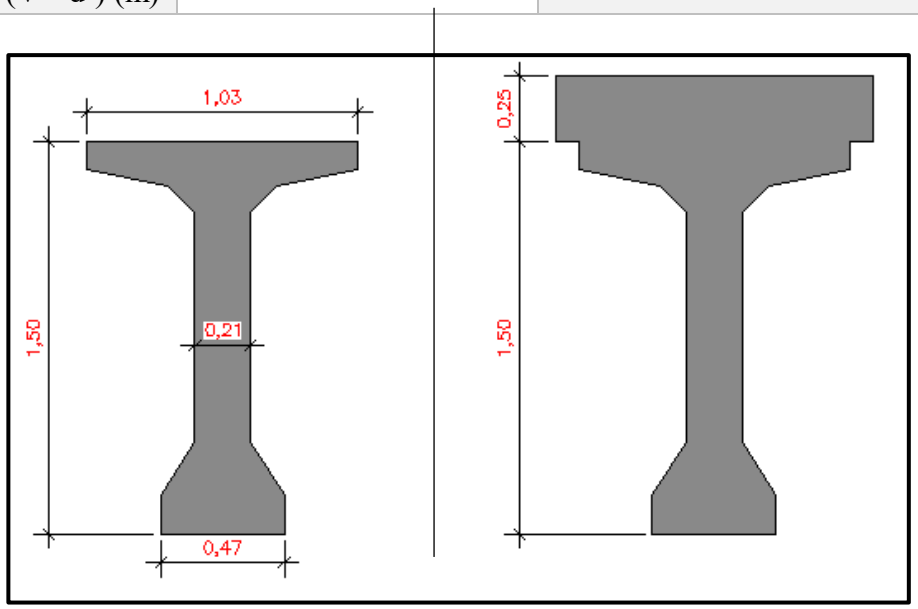


Figure V.2 Caractéristiques géométriques de la section d'intermédiaire.

- Pour les contraintes admissibles en **Classe II** :

D'après le **BPEL 91** :

Tableau V-5 Caractéristiques du béton

	En construction	**En service**
En compression	$\sigma_{bc1} = 0{,}6\ f_{C28} = 24$ MPa	$\sigma_{bc2} = 0{,}5\ f_{C28} = 20$ MPa
En traction	$\sigma_{bt1} = -\ 1{,}5\ f_{t28} = -\ 4.50$ MPa	$\sigma_{bt2} = -\ f_{t28} = -\ 3$ MPa

La valeur de la précontrainte minimale est obtenue par l'expression suivante :

Pmin = Max [P_I ; P_{II}]

Avec :

Section Sous critique :

$$\boldsymbol{P_I = \frac{\Delta M + \rho \times B_n(\nu \times \sigma_{bt2} + \nu' \times \sigma_{bt2})}{\rho \times h}} \qquad (V.1)$$

$\mathbf{P_I}$ = -1.23 MN

Section sur critique :

$$\boldsymbol{P_{II} = \frac{\rho \times B_n \times \nu \times \sigma_{bt2} + M_{max}}{\rho \times \nu + \nu' - d'}} \qquad (V.2)$$

$\mathbf{P_{II}}$ = 2.63 MN

Donc :

$$\mathbf{P_{min} = P_{II} = 2.63\ MN}$$

V.2.1.2 DETERMINATION DE NOMBRE DE CABLES A MI TRAVEE :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi- travée avec hourdis. D'après le BPEL, la valeur de la précontrainte minimale à l'origine est :

$P_0 = \min\{0.9 f_{peg} A_p\ ; 0.8 f_{prg} A_p\}$ avec A_p = (12T15) = 12*140 = 1680 mm² (V.3)

D'où : P_0 = 2.38 MN

Nous estimons les pertes de précontrainte à 25% de P_0 donc :

$$Pmin \leq n \times (P0 \times 0.75) \longrightarrow n \geq \frac{P_{min}}{P0 \times 0.75} \qquad (V.4)$$

On aura : $n \geq 1.48$

Donc on prend alors **2 câbles de 12T15.**

V.2.1.3 DETERMINATION DE NOMBRE DE CABLES A L'ABOUT :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi- travée.

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

- Fibre supérieure : $\boldsymbol{\sigma sup \geq \bar{\sigma} bt}$
- Fibre inférieure : $\boldsymbol{\sigma inf \leq \bar{\sigma} bc}$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{p}{B_n} + \dfrac{v}{I_n}\left(Pe_0 + M_g\right) \geq -1.5\, f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{p}{B_n} - \dfrac{v'}{I_n}\left(Pe_0 + M_g\right) \leq 0.6\, f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases} \quad \text{(V.5)}$$

On aura :

Pour $\boldsymbol{\sigma_{sup}}$ on a : P ≤ 8.36 MN

Pour $\boldsymbol{\sigma_{inf}}$ on a : P ≤ 5.19 MN

$$n \leq \frac{P}{P_0} \longrightarrow \begin{cases} n \leq 3.51 \\ n \leq 2.18 \end{cases} \quad \text{(V.6)}$$

On prend **2 câbles** de **12T15** à l'about.

V.2.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

V.2.2.1 VERIFICATION DES CONTRAINTES AU 7EME JOUR :

On tire les 2 câbles d'about à **50%** de **P0** et on estime les pertes à la mise en tension à **5%** de **P0 (Document SETRA).**

$$P = 0.5\ (P0 - 0.05 \times P0)\ n = 0.475 \times P0 \times n = 2.26\ \text{MN} \quad \text{(V.7)}$$

$$f_{c7} = \frac{j\ x\ fc28}{4.76 + 0.83j} = 26.49\ \text{MPA} \longrightarrow \sigma_{Max} = 0.6 \times f_{C7} = 15.89\ \text{MPa} \quad \text{(V.8)}$$

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 \times f_{c7} = 2.19\ \text{MPA} \longrightarrow \sigma_{Min} = -\ 1{,}5 \times f_{t7} = -\ 3.28\ \text{MPa} \quad \text{(V.9)}$$

Mg = 1.19 MN.m

Donc on aura :

- Sup : σ_{sup} = 2.92 MPa ≥ σ_{bt} = σ_{Min} = -3.28 MPa (vérifié).
- Inf : σ_{inf} = 6.35 MPa ≤ σ_{bc} = σ_{Max} = 15.89 MPa (vérifié).

Les contraintes étant vérifiées lorsque le béton aura atteint une résistance de **20 MPa**, on tire les câbles 1 et 2 à 50% de leur mise en tension**.**

V.2.2.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES AU 28EME JOUR :

On tire les 2 câbles d'about à **100%** de **P0** et on estime les pertes à la mise en tension à **10%** de **P0 (Document SETRA).**

$$P = 0.5\ (P0 - 0.1P0)\ n = 0.45P0\ n = 4.28\ \text{MN} \quad \text{(V.10)}$$

f_{c28} = 40 MPa ⟶ σ_{Max} = 0.6 f_{C28} = 24 MPa

f_{t28} = 3 MPa ⟶ σ_{Min} = - 1,5 ft28 = - 4.50 MPa

Mg = 1.19 MN.m

Donc :

- Sup : σ_{sup} = 0.46 MPa ≥ σ_{bt} = σ_{Min} = -4.5 MPa (vérifié).
- Inf : σ_{inf} = 18.51 MPa ≤ σ_{bc}= σ_{Max} = 24 MPa (vérifié).

Les contraintes étant vérifiées lorsque le béton aura atteint une résistance de **40 MPa**, on tire les câbles 1 et 2 à 100% de leur mise en tension**.**

V.2.2.3 VERIFICATION DES CONTRAINTES APRES LA PAUSE DE LA DALLE :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés en plus dans cette phase est le poids propre de l'hourdis couler sur place.

N.B : Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

- Les pertes considérées sont de 15 %
- f_{c28} = 40 Mpa
- f_{t28} = 3 Mpa
- σ_{bc} = 24 Mp
- σ_{bt} = -4.50 Mpa
- $M_{poutre+hourdis}$ = 2.019 MN.m

Donc :

- Sup : σ_{sup} = 0.52 Mpa ≥ σ_{bt} = σ_{Min} = -4.5 Mpa (vérifié).
- Inf : σ_{inf} = 13.17 Mpa ≤ σ_{bc}= σ_{Max} = 24 Mpa (vérifié).

V.2.2.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES EN SERVICE :

- L'ouvrage est en service.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- On prend la Combinaison maximum à l'ELS pour la poutre la plus sollicite (MG+MD240)
- $M_{tablier\ en\ service}$ = 3.93 MN.m
- P = (0.75P0)×2 = 3.57 MN

Donc :

- Sup : σ_{sup} = 5.63 Mpa ≥ σ_{bt} = σ_{Min} = -4.5 Mpa (vérifié).
- Inf : σ_{inf} = 2.11 Mpa ≤ σ_{bc}= σ_{Max} = 24 Mpa (vérifié).

V.2.3 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE :

V.2.3.1 PRINCIPE :

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

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

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

V.2.3.2 DETERMINATION DU TRACE :

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$ (V.11)

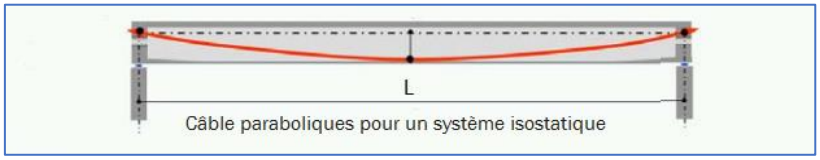


Figure V.3 Géométrie des câbles

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.

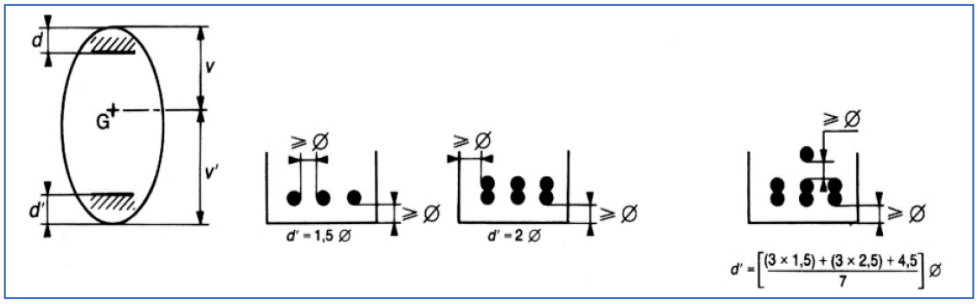
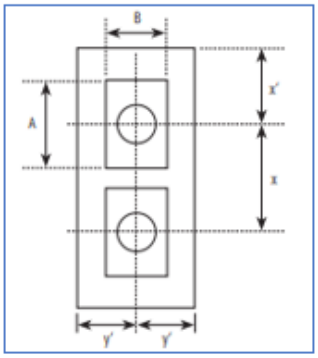
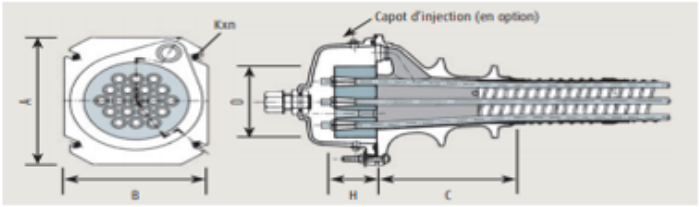


Figure V.4 Dispositions constructives des câbles de précontrainte

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au x = l/2, toute en suivant la 2ème disposition des câbles.
- Pour x=0, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages **AxB = 240X200mm2 ; X = 30 cm.**





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

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

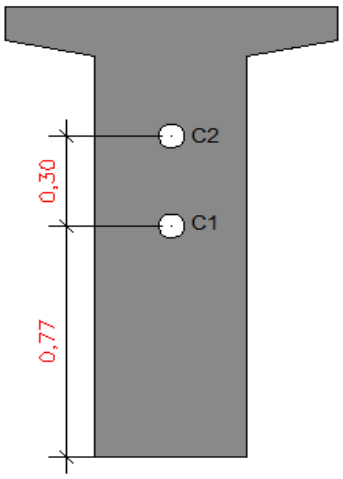
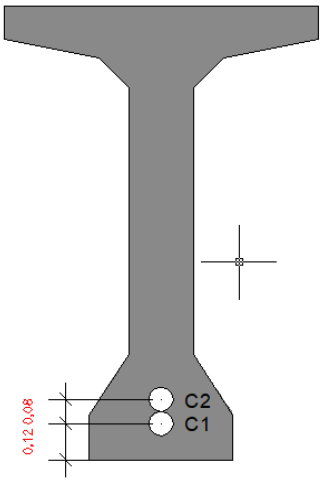
Distances a et b

Unités	a = b (mm) $f_{ck,j}$ (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 V.5 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage

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

Tableau V-6 Tracé des câbles

	X = 0		X = L/2	
	Yi(m)	**Schéma**	**Yi(m)**	**Schéma**
C1	0.77		0.08	
C2	1.07		0.2	
nlit	1		1	

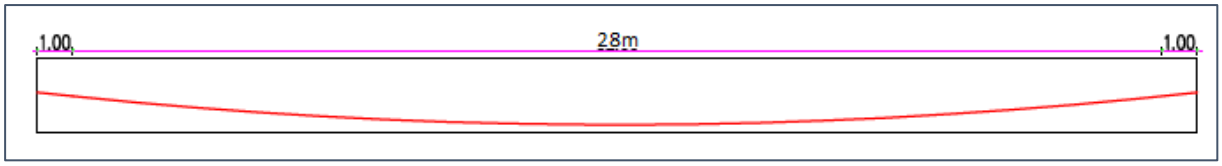


Figure V.6 Tracé d'un câble en fonction de l

- Les câbles présentes Un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.
- L'angle de déviation β sur une longueur peut être calculé par l'équation : $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$
- L'angle de relevage α à x = 0 est donné par la formule suivante :

$$Arc\sin(\frac{V_M - \bar{V}}{P}) \leq \alpha \leq Arc\sin(\frac{V_m + \bar{V}}{P}) \qquad (V.12)$$

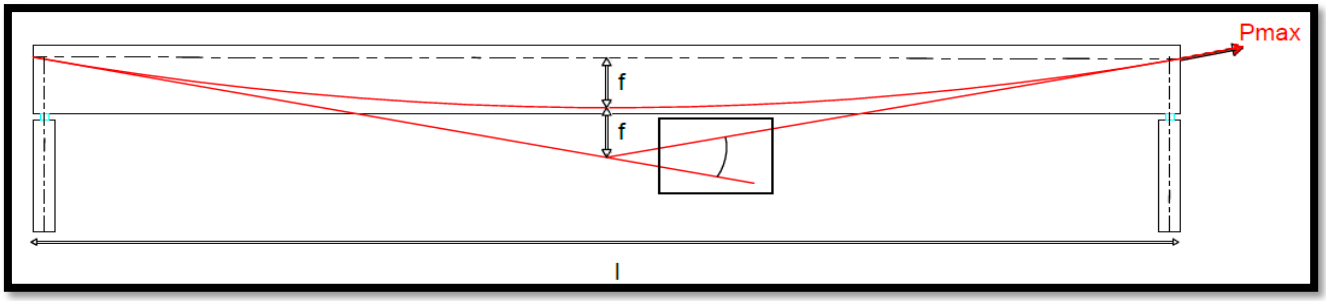


Figure V.7 L'angle de déviation des câbles

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

$$\alpha_{opt} = Arc\sin(\frac{V_M + V_m}{2 \times P}) \qquad (V.13)$$

Avec :

$\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V}$ = **τ×bn×0.8h** ; (V.14)

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \left[0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}}$ (V.15)

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $= \frac{P}{B_n}$

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{Brute} - n \times B_{Gaine}$; (V.16)

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \varphi$ (V.17)

n : Nombre de gaines par lit ;
b_0 : Largeur brute ;
B_{Gaine} : Surface de la gaine ;
Φ = 8 cm : Diamètre de la gaine.

.

Tableau V-7 Caractéristiques du tracé des câbles

b_n	0.39	M
B_n	1.07	m²
P =	3.57	MN
σ_x=	3.32	MPa
$\bar{\tau}$=	2.75	MPa
$\bar{V}$ =	1.50	MPa

L_{Cable}=	28	m
$L_{relevage}$ =	1.2	m
l_{pb} =	25.6	m

α_{C1} =	5.309	**α_{C2} =**	7.074

-12.99	**≤ α° ≤**	**33.96**

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			X =0	1.2	14			
C1	25.6	5.309	0.77	0.67	0.12	0.55	149.36	0.086
C2	25.6	7.074	1.07	0.93	0.2	0.73	112.05	0.114

V.3 CALCUL DES PERTES :

V.3.1 PERTES DE TENSION INSTANTANEES :

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :
- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{Pi}(x)$
La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)$. (V.18)

V.3.1.1 PERTES PAR FROTTEMENT :

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

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \times e^{[-(f\times\beta+\varphi\times x)]} \quad (V.19)$$

σ_{P0} : La tension à l'origine ;
e : La base des logarithmes népériens ;
f : Coefficient de frottement en courbe (**rd^{-1}**). ;
β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;
φ : Coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;
x : La distance de la section considérée (m).

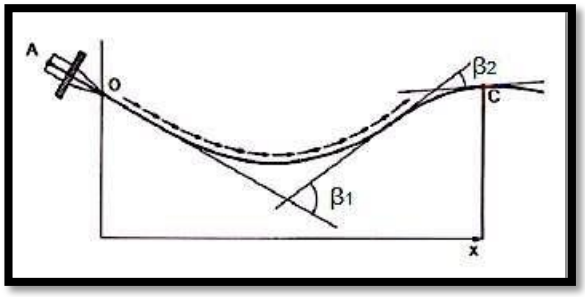


Figure V.8 Frottements le long du câble lors de la mise en tension

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

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P0} \times (1 - e^{[-(f\times\beta+\varphi\times x)]}) \quad (V.20)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-8 Valeurs des pertes dues aux frottements

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	14	0.086	0.043	60.18	63.65	4.49
C2	14	0.114	0.049	67.12		

φ = 0.002 m^{-1} | f = 0.18 rd^{-1} | σ_{p0} = 1416 MPa

V.3.1.1.1 PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE :

Après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres.
Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.
Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte.

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x < d est : $\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times k(d - x)$ (V.21)

Avec :

l : Longueur de la moitié de la poutre ;

d : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage ; $d = \sqrt{\frac{E_P g}{\sigma_{P0} k}}$ (V.22)

k : Constante : $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$ (V.23)

g : Intensité du recul d'ancrage, **g = 4 mm.**

Tableau V-9 Valeurs des pertes dues au recul a l'ancrage

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$ MPa
C1	14	0.0031	13.15	0	115.55
C2	14	0.0035	12.44	0	122.19

V.3.1.1.2 PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON :

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

$$\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{E_P}{E_{ij}}\sigma_{bi} \qquad \text{(V.24)}$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_{bi}}$: contrainte parabole du béton, $\boldsymbol{\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_P \times e}{I_G}}$ (V.25)

P : Effort de précontrainte, $\boldsymbol{P = n \times A_P \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi Moy})}$ (V.26)

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.
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-10 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

M_p =	1.19	MN
E_{ij} =	37619.47	MPa
e =	0.70	m
B =	0.50	m^2
I_G =	0.13	m^4

$\sigma_{bi} =$	19.32	MPa
$\sigma_e =$	48.8	MPa
$\sigma_e =$	3.45	%

V.3.1.2 PERTES DIFFEREES :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :
- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

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

La tension au point d'abscisse **x**, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée $\sigma_{pf}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_j(x) - \Delta\sigma_d(x)$. (V.27)

V.3.1.2.1 PERTES PAR RETARAIT :

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si **t0** est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\xi_r[1 - r(t_0)]$.

Avec :

ξ_r : Retrait final, $\xi_r = 2 \times 10^{-4}$
r(t) : Loi d'évolution du retrait en fonction du temps.
La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$ (V.28)

Application Numérique :

$E_p = 190\,000$ MPa
$\Delta\sigma_r \approx 38$ MPa $\longrightarrow \Delta\sigma_r = 2.68\ \%$

V.3.1.2.2 PERTE PAR FLUAGE :

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad (V.29)$$

Avec :
σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ; $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_P \times e}{I_G}$ (V.30)
E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;
$E_p = 190\,000$ MPa ;
j : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.
M_P : Moment du au poids propre de la (poutre+dalle) ;
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-11 Valeur des Pertes par fluage

M_p =	**2.64**	MN.m
e =	0.99	m
P=	4.38	MN
B=	0.803	m²
I_G =	0.246	m^4

σ_b =	**12.14**	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$ =	153.28	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$ =	10.83	%

V.3.1.2.3 PERTE PAR RELAXATION :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.
La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_P = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i \qquad (V.31)$$

Avec :

ρ_{1000} **(%)** : Relaxation garantie à 1 000 h ; $\rho_{1000} = 2.5\%$
μ_0 **:** Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-12 Pertes par relaxation

$\Delta\sigma_P =$	**59.92**	**MPa**
$\Delta\sigma_P =$	**4.23**	**%**

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_P \qquad (V.32)$$

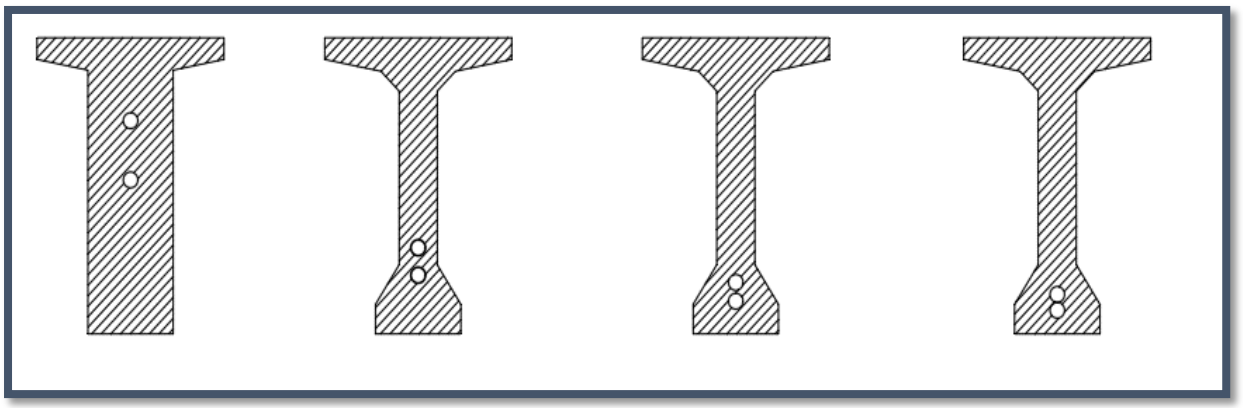
On constate que le pourcentage des pertes à long terme est égal à celui des pertes estimées à (25%).

Tableau V-13 Pertes totales

	MPa	**%**
$\Delta\sigma_{Inst}$	**112.45**	**7.94**
$\Delta\sigma_{Diff}$	**241.22**	**17.04**
$\Delta\sigma\infty$	**354.93**	**24.98**

V.4 LES SECTIONS DE VERIFICATION :

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x=0) pour la vérification des contraintes tangentielles.



X = 0 X = L/4 X = 3L/8 X = L/2

V.4.1 LIMITATION DES CONTRAINTES :

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

Tableau V-14 Limitation des contraintes

j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma_{bcJ}}$	24.00	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.50	MPa	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.10	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3.00	MPa	Q.Rares
J = 7 jours	$\overline{\sigma_{bcJ}}$	15.89	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3.28	MPa	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.53	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.19	MPa	Q.Rares

V.4.2 CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS :

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.
Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel **AUTOCAD 2019.**
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-15 Caractéristiques nettes des sections

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75
B_{nette} (m^2)	0.772	1.074	0.501	0.803	0.501	0.803	0.501	0.803
v_n (m)	0.685	0.707	0.649	0.607	0.646	0.606	0.645	0.605
v'_n (m)	0.815	1.043	0.852	1.143	0.854	1.145	0.855	1.145
I_{nG} (m^4)	0.164	0.308	0.136	0.250	0.134	0.248	0.134	0.247
ρ (%)	38.07	38.90	49.18	44.94	48.62	44.54	48.39	44.36

V.4.3 JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS :

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

- $P1 = 1{,}02 \times P0 - 0{,}8 \times \Delta P$ (V.33)
- $P2 = 0{,}98 \times P0 - 1{,}2 \times \Delta P$; $P0 = 2{,}38$ MN (V.34)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-16 Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N cables	% Mt	ΔP (%)	P1 (MPa)	P2 (MPa)	$d_{x=0}$ (m)	$d_{x=L/4}$ (m)	$d_{x=3L/8}$ (m)	$d_{x=L/2}$ (m)
Phase 1	2	50	3.97	2.35	2.22	0.930	0.367	0.21	0.160
Phase 2	2	100	7.94	4.55	4.21	0.930	0.367	0.21	0.160
Phase 3	2	100	16.46	4.23	3.72	0.930	0.367	0.21	0.160
Phase 4	2	100	24.98	3.90	3.24	0.930	0.367	0.21	0.160

V.4.3.1 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

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

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y \qquad (V.35)$$

Avec :

P : Effort de précontrainte ;
B_n : Surface nette de la section considérée ;
I_n : Inertie nette de la section considérée ;
e_0 : Excentricité du câble de précontraint moyen ;
M : Moment extérieur ;
y : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-17 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.11	0.48	0.64	0.70	-0.11	0.48	0.64	0.70
M_{poutre}		0.00	0.89	1.12	1.198	0	0.89	1.12	1.198
P1 (MN)		2.35	2.35	2.35	2.35	4.55	4.55	4.55	4.55
P2 (MN)		2.22	2.22	2.22	2.22	4.21	4.21	4.21	4.21
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	4.26	5.40	5.78	0.00	4.25	5.39	5.78
	σ_{inf}	0.00	-5.59	-5.12	-7.67	0.00	-5.58	-7.13	-5.56
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4.17	-0.74	-2.55	-3.19	8.07	-1.44	-4.94	-6.18
	σ_{inf}	1.71	11.84	14.29	15.16	3.30	22.91	27.66	29.34
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3.93	-0.70	-2.41	-3.01	7.47	-1.33	-4.57	-5.72
	σ_{inf}	1.61	11.17	13.48	14.30	3.06	21.19	25.58	27.14
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	4.17	3.52	2.84	2.59	8.07	2.81	0.45	-0.40
	σ_{inf}	1.71	6.24	9.16	7.49	3.30	17.33	20.53	23.79
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3.93	3.56	2.99	2.77	7.47	2.92	0.82	0.06
	σ_{inf}	1.61	5.57	8.35	6.63	3.06	15.61	18.45	21.58

Tableau V-18 Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**	**x=0**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
e (m)		0.11	0.78	0.93	0.99	0.11	0.78	0.93	0.99
MEls		**0.00**	**1.50**	**1.89**	**2.02**	**0**	**2.296**	**3.295**	**3.937**
P1 (MN)		4.22	4.22	4.22	4.22	3.90	3.90	3.90	3.90
P2 (MN)		3.72	3.72	3.72	3.72	3.23	3.23	3.23	3.23
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	3.64	4.61	4.95	0.00	5.57	8.05	9.65
	σ_{inf}	0.00	-6.85	-8.72	-9.37	0.00	-10.49	-15.22	-18.27
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.83	-2.69	-4.35	-4.94	2.62	-2.49	-4.01	-4.56
	σ_{inf}	5.55	20.23	23.43	24.57	5.12	18.67	21.62	22.67
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.50	0.15	-0.71	-4.35	5.02	0.29	-1.35	-3.78
	σ_{inf}	4.89	17.81	20.63	21.64	4.25	15.47	17.92	18.79
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	**2.83**	0.95	**0.26**	**0.01**	2.62	3.09	4.04	5.09
	σ_{inf}	**5.55**	13.38	**14.70**	**15.20**	5.12	8.18	6.40	4.41
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	**2.50**	3.79	**3.90**	**0.60**	5.02	5.86	6.70	5.87
	σ_{inf}	**4.89**	10.96	**11.91**	**12.26**	4.25	4.98	2.70	0.52

V.4.3.2 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

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

$$\tau^2 \leq 0{,}4 f_{tj}\left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \overline{\tau_1^{\,2}} \qquad \text{(V.36)}$$

$$\tau^2 \leq 2.\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0.6 f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \overline{\tau_2^{\,2}} \qquad \text{(V.37)}$$

Si σ_x < 0,4. f_{cj} on a $\tau_1 < \tau_2$, donc on vérifier juste que $\tau < \tau_1$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle ;

σ_x: Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

- **Détermination de la contrainte normale « σ_x » :**

  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$ Avec $P = \sum_{i=1}^{2} P_i \cos\alpha_i$ (V.38)

  P : Effort de précontrainte ;

  B_n : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-19 Effort de précontrainte

		$\alpha(°)$	**Pcos α**	**Psin α**
P1	1.78	5.309	1.77	0.16
P2	1.78	7.074	1.77	0.22
Somme			**3.54**	**0.38**

- Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n}} \qquad \text{(V.39)}$$

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 on prend celle de la poutre + hourdis) ;
b_n : Largeur nette de la section ;
I_n : Moment d'inertie nette de la section.
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-20 Contrainte tangentielle « τ »

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)
1.07	3.30	2.75	0.70	0.32	0.30	0.31	0.39	0.78

On constate que τ =0,78 MPa ≤ τ1=2,75 MPa Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

V.4.3.3 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 As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

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

Avec :

B_t : Aire de la section du béton en traction ;
σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;
N_{Bt} : La résultante des contraintes de traction correspondantes.

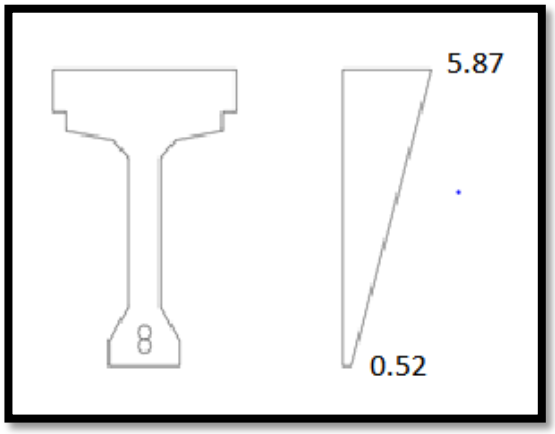


Figure V.9 Schéma des contraintes à l'ELS

D'après le diagramme obtenu, on constate qu'on n'a pas besoin de ferraillage dans la zone tendue.

On adopte donc un ferraillage minimal **(4HA14)** As = 6.16 cm², pour limiter les fissurations du béton.

V.4.3.4 JUSTIFICATION DE LA POUTRE A 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 βu que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\tan \beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{Avec } \beta_u \geq 30° \tag{V.40}$$

D'où :

σx , σy : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; **σx = P/Bn** ;

τ_u: Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u\,red} \cdot S_n(y)}{I_n \times Bn}$ (V.41)

Tableau V-21 Détermination l'angle βu

Vult =	0.95 MPa		Bn =	1.07 m²
Vred=	0.56 MPa		σ_x =	3.30 MPa
Sn =	0.30 m³		τ_u =	1.39 MPa
In =	0.31 m⁴		β_u =	20.07 °
bn =	0.39 m			

On prend : $\beta_u = 30°$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{B_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times \tan \beta_u \tag{V.42}$$

Avec :

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

st : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre;

*f*e : Limite d'élasticité de l'acier ;

γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

bn : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.02\ cm \tag{V.43}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA12 avec un espacement de 20 cm à l'appui et 30 m à mi-travée**.**

V.4.4 ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT :

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.
Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de 03 zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation :

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

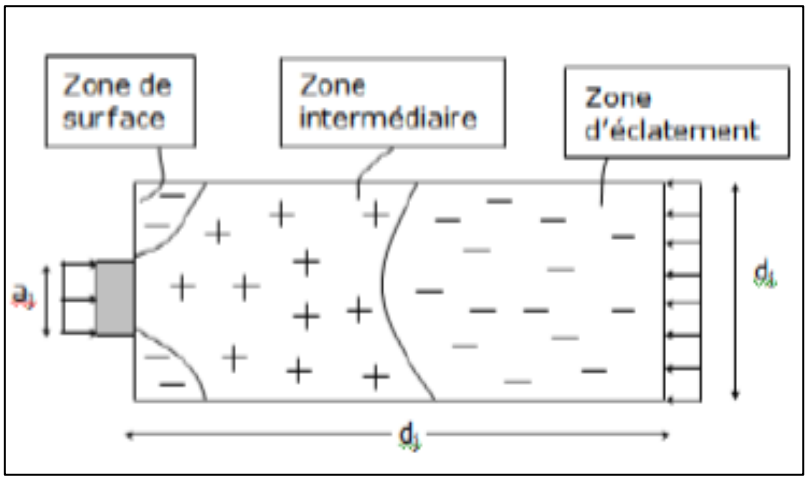


Figure V.10 Zone de concentration des contraintes

V.4.4.1 DETERMINATION DES DIMENSIONS DU PRISME :

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique dj.
d1=ht-Y2 = 1.5 -1.08 = 0.42 m
d2=ht-Y1 = 1.5 - 0.78 = 0.30 m

V.4.4.2 ZONE DE SURFACE :

Dans cette zone, il faut disposer un ferraillage de surface As ; donnée par la formule :

$$A_s = 0.04\frac{P_{j0}}{\sigma_s} \quad \text{(V.44)}$$

$\sigma_{slim} = \frac{2}{3}fe = 434.78$ MPa (V.45)

P_{j0} : force maximale = Ap × T0 = 2.19 MN (12T15) (V.46)

As $= \frac{0.04 \times 2.19}{434.78} = 2.01$ cm² Soit 1 cadres de HA16 (As = 2.01 cm2). (V.47)

V.4.4.3 ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE :

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

$$\boldsymbol{\sigma mj} = \frac{\text{Pjo}}{\text{b} \times \text{dj}} \leq \frac{2}{3}\,\mathbf{fcj} \quad \text{(V.48)}$$

- **1ere cas : 7eme jours :**

Les câbles sont tirés à 50%, avec fc7= 26.5MPa.

$$\boldsymbol{\sigma mj} = \mathbf{0.5}\frac{2.19}{0.47 \times 0.30\text{j}} = 5.54 \leq 17.66\ Mpa \qquad \text{(V.49)}$$

- **2éme cas : 24eme jours :**

Les câbles sont tirés à 100%, avec fc28 = 40MPa.

$$\boldsymbol{\sigma mj} = \frac{2.19}{0.47 \times 0.30\text{j}} = 15.53 \leq 26.66\ Mpa \qquad \text{(V.50)}$$

Dans les deux cas c'est vérifié.

V.4.4.4 ZONE D'ECLATEMENT :

La contrainte maximale d'éclatement de béton doit vérifier :

$$\boldsymbol{\sigma tej} = \mathbf{0.5}(1 - \frac{\text{aj}}{\text{dj}}) \times \frac{\text{Pjo}}{\text{b} \times \text{dj}} \leq \mathbf{1.25\ ftj} \qquad \text{(V.51)}$$

σ_{tej} : contrainte de traction

$$\boldsymbol{\sigma tej} = \mathbf{0.5}\left(1 - \frac{0.22}{0.42}\right) \times \frac{2.19}{0.47 \times 0.42} = 2.64 \leq 3.75 \qquad \text{(V.52)}$$

C'est vérifié.

V.4.4.5 FERRAILLAGE D'ECLATEMENT :

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur du prisme de premières régularisations associées à chaque ancrage. Les cadres horizontaux sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement.

$$A_e = Sup\left\{\begin{matrix} 0.25\ (1 - \frac{\text{aj}}{\text{dj}})\frac{\text{Pjo}}{\text{b dj}} \\ 0.15\ \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3}\ fe} \end{matrix}\right\} \qquad \text{(V.53)}$$

Ae =7.56 cm² on disposera donc 4 cadres de HA16 (16,08 cm²) sur une longueur de 0,5 m.

V.5 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE :

V.5.1 ARMATURE DE PEAU :

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm² d'acier (soit 1 cadre HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

V.5.2 FERRAILLAGE MINIMALE :

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 :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_n \times 1.15} \geq 0.4 \text{ MPa} \qquad (V.54)$$

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

$$S_t \leq \text{Min}(1\text{m}; 0.8\text{h}; 3b_0) = \text{Min}(1\text{m}; 0.8 \times 1.75 : 3 \times 0.47) \qquad (V.55)$$

$S_t \leq 1m$

Si on pose les armatures de peau comme ferraillage minimal **At = 2.26** cm² la condition est vérifiée pour un espacement St = 40 cm (St < 0.482 m) dans toutes les sections de la poutre.

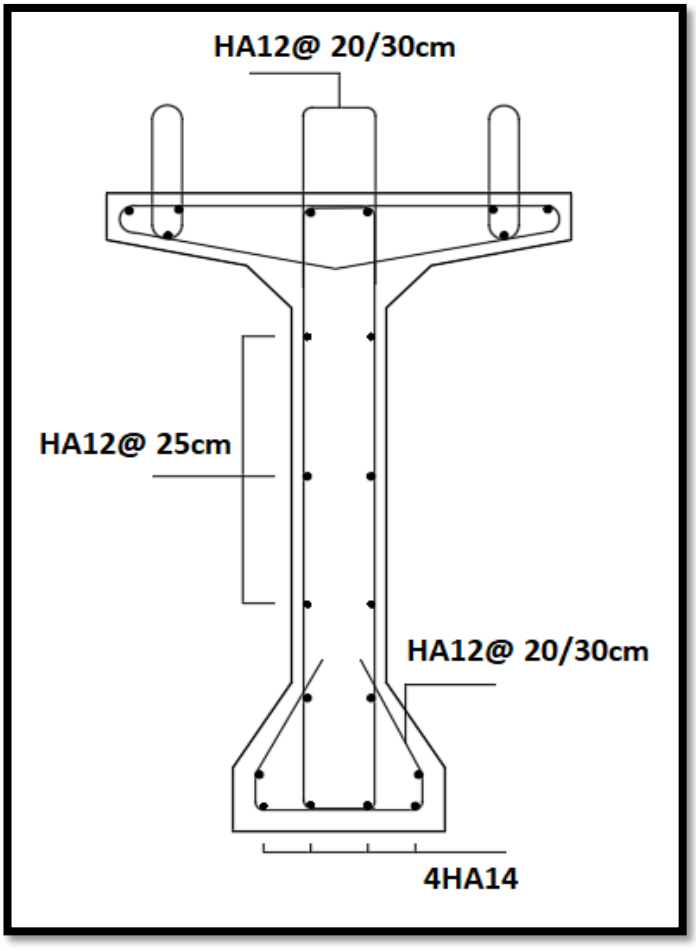


Figure V.11 Ferraillage de la poutre

V.6 CONCLUSION

De manière générale la maitrise du précontraint est l'élément décisif dans l'étude des ponts à poutres précontraintes. Cette maitrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles et les justifications dans les phases de l'exécution et de service.

CHAPITRE VI

ETUDE DU TABLIER

VI.1 INTRODUCTION :

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.
Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :
- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VI.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES :

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

- **Flèche due au poids propre**

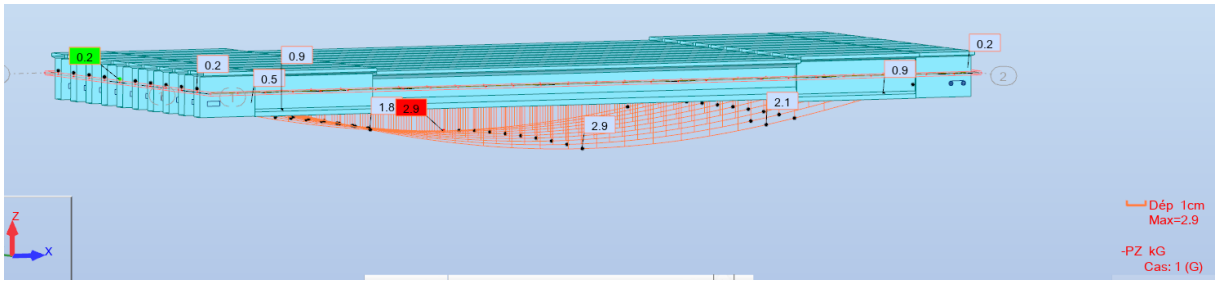


Figure VI.1 Flèche max de la poutre due à poids propre

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle, équipements) est égale à 2.9cm.

$$f_G = 2.9 \text{ cm}$$

- **Contre flèche de précontrainte**

Données de calcul :

$P_{Câble\ moy}$ = 4.38 MN (mise en tension a 100 %)
e_0 = - 59,0 cm
e_1 = 0 cm

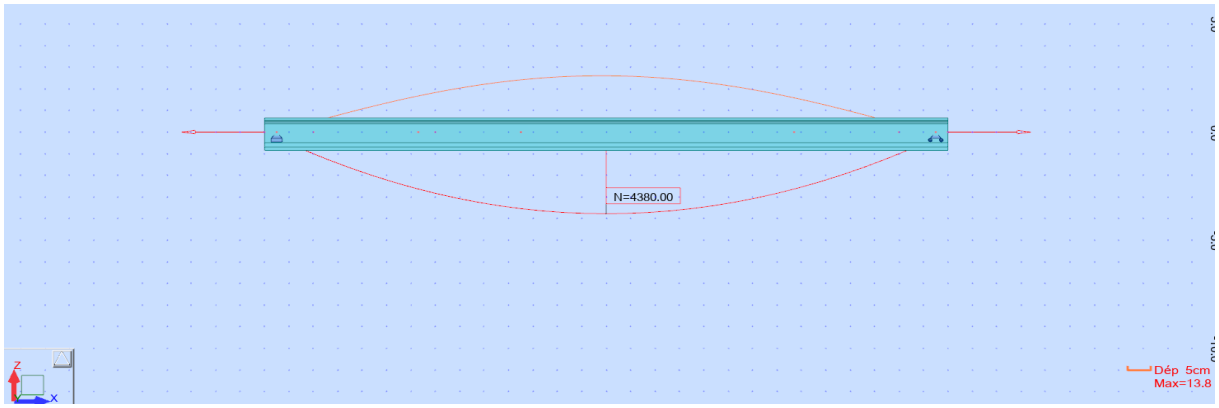


Figure VI.2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à 13.8 cm.

$$f_p = -13.8 \text{ cm}$$

- **Flèche de construction**

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$fc = 3/4(f_p - f_G) = 3/4\ (13.8 - 2.9) = 8.175 \text{ cm} \rightarrow \boldsymbol{f_c = 8.2 \text{ cm}} \qquad \text{(VI.1)}$$

Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :

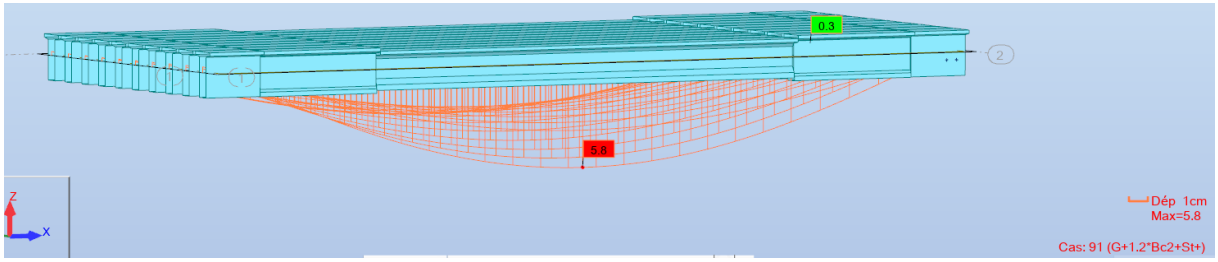


Figure VI.3 Flèche max de la poutre à ELS

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 5,8 cm.

$$f_{ELS} = 5{,}8 \text{ cm}$$

- Flèche totale

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

$$f = f_{ELS} + f_P + f_C \rightarrow f = 0.20 \text{ cm} \qquad \text{(VI.2)}$$

La flèche admissible : (L/500 = 5,6 cm) doit être supérieur à la flèche calculée (0,20 cm)

Conclusion : la condition est vérifiée.

VI.3 ETUDE DE L'HOURDIS :

VI.3.1 Géométrie de l'hourdis :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm ;
- Largeur : 13.00 m ;
- Longueur : le long de l'ouvrage.

VI.3.2 Évaluation des efforts :

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « **Barre** ».
On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels. Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 4 (poids propre, poids des équipements, AL, Bc, Bt, D240 et Mc120), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

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).

T_{max} ELS : G+1.2Bt2

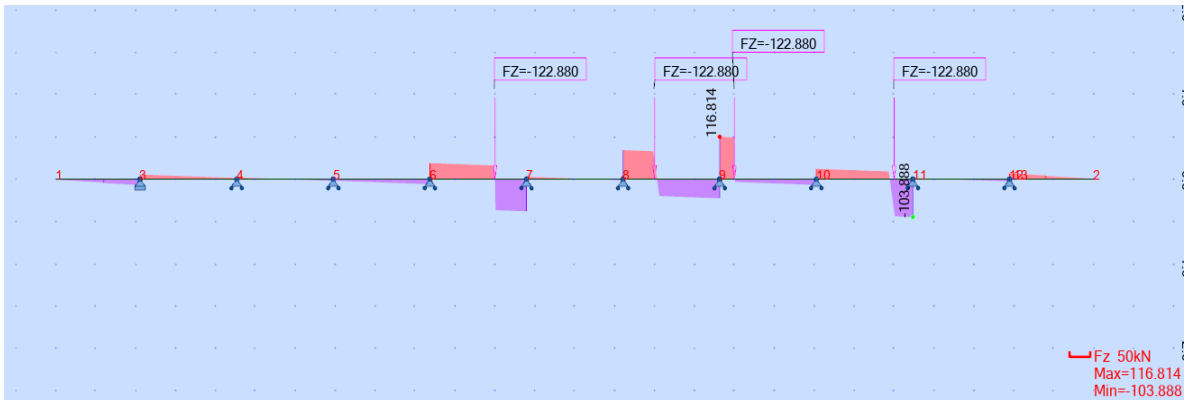


Figure VI.4-Effort tranchant Max- Dalle

M_{max} ELS : G+1.2Bt1

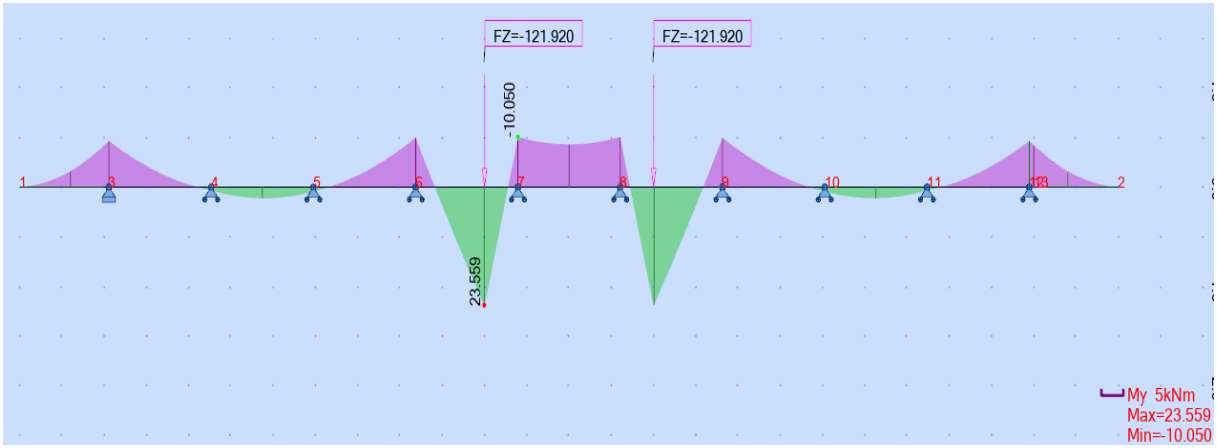


Figure VI.5-Moment Max- Dalle a l'ELS

M_{max} ELU : 1.35G+1.6Bt1 :

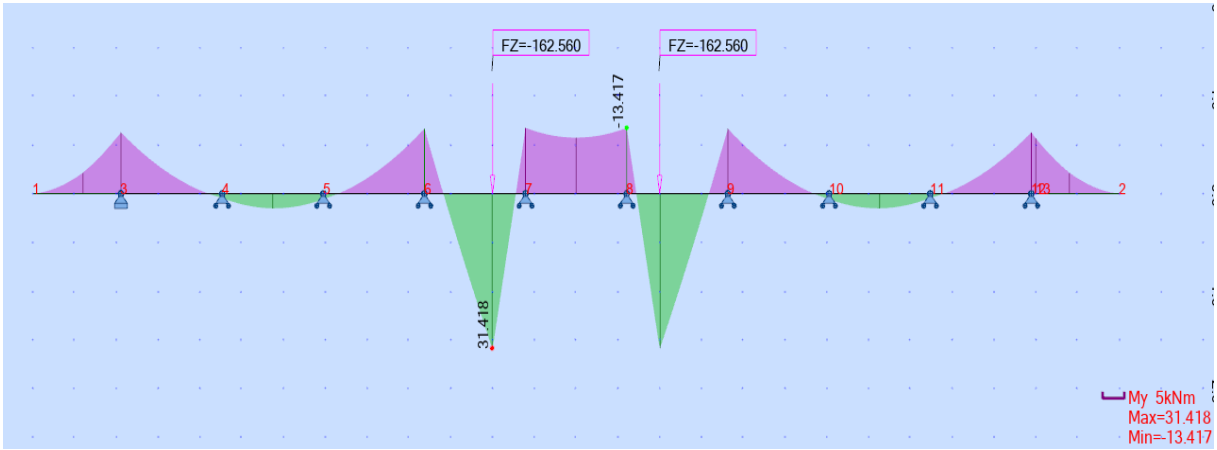


Figure VI.6-Moment Max- Dalle à l'ELU

Donc les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure : M_{ELS} = 12.158 KN.m
- Fibre inférieure : M_{ELS} = 23.559 KN.m

Les moments max à l'ELU sont :

- Fibre supérieure : M_{ELU} = 22.985 KN.m
- Fibre inférieure : M_{ELU} = 31.418 KN.m

VI.3.3 FERRAILLAGE :

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

VI.3.3.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI) :

Armature transversale :

As = 3.5 cm^2 / ml

On opte pour **4 T14** (As = 6.16 cm2) ; avec un espacement de 20 cm.

Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section **As**

On opte pour **4 T10** (As = 3.14 cm2) ; avec un espacement de 20 cm.

VI.3.3.2 FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE) :

Armature transversale :

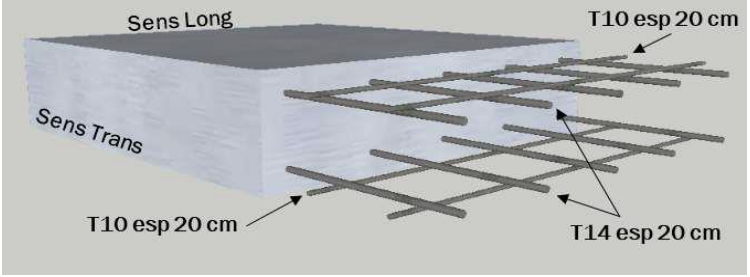
As = 5.1 cm^2 / ml

On opte pour **4 T14** (As = 6.16cm2) ; avec un espacement de 20 cm.
Un enrobage minimal C = 3cm.

Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section **As**

On opte pour **4 T10** (As = 3,14cm2) ; avec un espacement de 20 cm.
Un enrobage minimal C = 3cm.



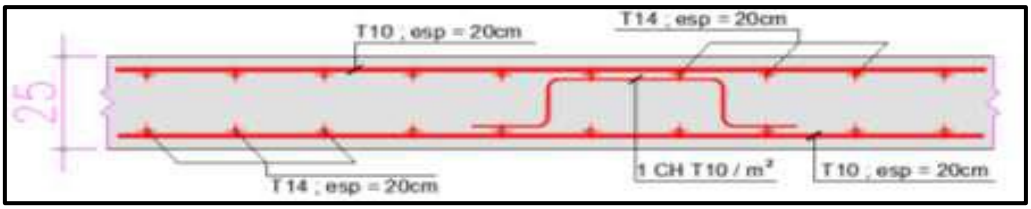


Figure VI.7-Ferraillage de la dalle

- **Vérification de non poinçonnement :**

La vérification de non poinçonnement se fait par la formule suivante [BAEL] :

$$Q_u \leq Q = (0{,}045.\ Uc.h.\ f_{c28})\ /\gamma b \qquad \text{(VI.3)}$$

$$Q_u = 1.6\ P \qquad \text{(VI.4)}$$

P : charge de la roue (Bc, Bt, Br)
h = 0.25m ; h_0 (Epaisseur du rêvetement) = 0.08m.

Uc = 2(U+V)

Tel que : $U = u_0+h+2\,\xi\,h_0$ et $V = v_0+h+2\,\xi\,h_0$; Avec : (ζ= 0.75) (VI.5)

- Convoi Bc :

Roue de 6t : $u_0 = v_0 = 0{,}25m$ ⟶ U = V = 0,62

- Convoi Bt :

Roue de 8t : $u_0 = 0{,}25m$ et $v_0 = 0{,}6m$ ⟶ U = 0,62 et V = 0,97

Tableau VI.1 Vérification du non poinçonnement

Surcharge	P (t)	Q_u (MN)	U_c (cm)	Q (MN)	Vérification
Bc	6	0.096	2.48	0.651	**Vérifiée**
Bt	8	0.128	3.18	0.835	**Vérifiée**

VI.4 CONCLUSION :

Comme on a déjà dit dans l'introduction, un bon dimensionnement et vérification de l'hourdis est nécessaire pour le fonctionnement du pont, et c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre.

CHAPITRE VII

CALCUL DES EQUIPEMENTS

VII.1 INTRODUCTION :

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

VII.2 APPAREILS D'APPUIS :

Un appareil d'appui est un dispositif de liaison entre l'appui et le tablier du pont. Il est chargé :

- De transmettre les efforts horizontaux et verticaux à l'infrastructure.
- D'absorber, par rotation et distorsion, les déformations et translation de la structure.

Dans notre cas, on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fretté (appui semi fixe) car ils présentent plusieurs avantages notamment par sa facilité de mise en œuvre et son coût relativement modéré.

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 :

$$\frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa} \qquad \text{(VII.1)}$$

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}= **1.052 MN**) ;

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

D'où :

$a \times b \geq 526\ cm^2$

On prendra a = 350 mm et b = 300 mm

- Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Respectant la condition de non flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

$35 \leq T \leq 70$ mm

- Dimensionnement des frettes :

On vérifie la contrainte de traction des frettes : $\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases}$

Avec :

$$\begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8.97 \\ \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 10.02 \text{ MPa} \end{cases} \qquad \text{VII.2}$$

σ_e : Contrainte limite de traction des frettes (σ_e= 235 MPa).

D'où :

t_s = 1.66 mm

On prendra :

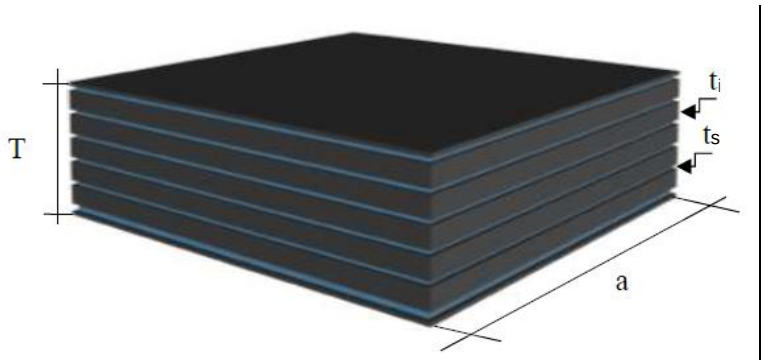
- Feuillets d'élastomère : t_i = 10 mm.

- Frettes métalliques de : t_s = 3 mm.
- Enrobage des chants : 4 mm.
- Enrobage extérieur : 2,5 mm.

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

Tableau VII-1 Dimensions de l'appareil d'appui

Dimensions	Valeurs (mm)
A	350
B	300
$\boldsymbol{t_i}$	10
$\boldsymbol{t_s}$	3
N	6
E	4
$\mathbf{T_b}$	86
T	65



VII.2.1 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS :

VII.2.1.1 Résistance à la compression :

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

Donc il faut que : $\sigma_m = \frac{N}{a \times b} \leq 20$ MPa

Avec :

N = 1.052 MN : Réaction d'appui à ELU.

$\sigma_m = 10.02$ MPa $\leq$ 20MPa. **(Vérifiée)**

VII.2.1.2 Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s . Pu \leq Pc$

$$Pc = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h}; \quad \text{(VII.3)}$$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}; \quad \text{(VII.4)}$$

Avec :

γ_s: Le coefficient de sécurité ; γs =3 ;
Pu : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;
Pc : La charge critique de flambement ;
B : L'aire nominale de l'appui ;
d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;
h : La hauteur totale de l'appareil d'appui ;
S : Le facteur de forme ;
t : Épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application numérique :

S = 8.08

Pc = 3.73 MN

Pu = 1.05 MN

$\gamma_s . \mathrm{Pu} = 3.16\ \mathrm{MN} \leq \mathrm{Pc} = 3.73\ \mathrm{MN}$. **(Vérifiée)**

VII.2.1.3 Limitation de la distorsion :

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

$$\begin{cases} \delta_c = 0.7 + 4\,(\delta 0 - 0.7)(0.25 - \mathrm{p}) & \text{si p} \leq 0.25 \\ \delta_c = 1.4\,(1 - 2\mathrm{p}) & \text{si p} > 0.25 \end{cases} \quad \text{(VII.5)}$$

Avec :

$\mathrm{p} = \mathrm{Pu}/\mathrm{Pc}$ (VII.6)

$\delta 0 = \mathrm{c}/\mathrm{Tq}$ (VII.7)

$\delta = \mathrm{d}/\mathrm{Tb}$ (VII.8)

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = **300mm**) ;
δ : La distorsion de l'appareil d'appui ;
d : Déplacement horizontal.

Application Numérique :

Tb = 86 mm
p = 0.282 > 0.25 →δ_c = **0.61**
$\mathrm{d} = \mathrm{E} + 0.4\Delta\mathrm{T} + \mathrm{D} + 0.2\mathrm{Q} = 0.057 + 0.4 \times 0.0033 + 0.0074 + 0.2 \times 0.0103 = 0.068$

$$\begin{cases} \mathrm{E}: \text{action sismique} \\ \Delta\mathrm{T}: \text{variation de temperature} \\ \mathrm{D}: \text{deformation due aux retraits et fluage} \\ \mathrm{Q}: \text{charge d'exploitation} \end{cases}$$

δ = 0.77 > δ_c = 0.61. **(Non vérifiée)**

Donc on doit placer des dispositifs de non distorsion.

VII.2.1.4 Non glissement :

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N \quad \text{(VII.9)}$$

Avec :

H : Effort horizontal ;
N : Effort de compression vertical ;
$f = 0.10 + 0.6\sigma_m$;

Application Numérique :

Pile :

$N = (R_g + 0.3R_Q)/n_{app} = 0.44\ MN$

$\sigma_m = 4.17MPa$ D'où $f = 0.24$

$H = E_x + H_{frei} + H_{flv} + 0.4.H_T = 0.12$ MN

$0.12\ MN < 0.44 \times 0.24 = 0.11\ MN$. **(Non vérifiée)**

Culée :

$N = (R_g + 0.3R_Q)/n_{app} = 0.46\ MN$

$\sigma_m = 4.35\ MPa$ D'où $f = 0.24$

$H = E_x + H_{frei} + H_{flv} + 0.4.H_T = 0.15$ MN

$0.18\ MN < 0.46 \times 0.24 = 0.11\ MN$. **(Non vérifiée)**

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

VII.3 DES D'APPUIS :

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

VII.3.1 Dimensions des dés d'appuis :

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0.16 \pm 0.12 \qquad \text{(VII. 10)}$$

$a_1 \geq a + h/2$

$b_1 \geq b + h/2$

On prend : $\begin{cases} a_1 = 0.40 \\ b_1 = 0.35 \end{cases}$

VII.3.2 Ferraillage des dés d'appuis :

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

VII.3.2.1 Armatures de chainage :

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$Ac = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.052}{434.78} = 6.05\ cm^2 \quad \text{Soit : 6HA12} \qquad \text{(VII. 11)}$$

VII.3.2.2 Armatures de profondeur (horizontales) :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures qu'on appelle les armatures de profondeur.
La section calculée doit reprendre un effort égal à ($0.125.R_{max}$)

$$Ah = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.052}{434.78} = 3.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 3HA12} \qquad \text{(VII. 12)}$$

VII.3.2.3 Armatures de diffusion (Frette supérieure) :

Ces armatures sont des frettes, et on distingue :

- **Ferraillage de surface (nappe supérieure) :** Ces armatures sont capables de reprendre ($4\% R_{max}$).

$$As = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.052}{434.78} = 0.97 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 2HA10} \qquad \text{(VII. 13)}$$

Ferraillage inférieur ou d'éclatement (Frette inferieure) : Les frettes sont disposées sur une profondeur Z.
Tel que : $\frac{h}{3} < Z < h$

$$Ai = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.052}{434.78} = 2.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 3HA12} \qquad \text{(VII. 14)}$$

VII.4 JOINT DE CHAUSSÉE :

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ses extrémités.

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

Le joint est dimensionné classiquement comme si le pont était en zone non sismique.

Sa réalisation, en revanche tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement).

On les dimensionne avec la combinaison suivante d'après le RPOA (art7.5.2) :

$$W = W_0 + 0.3W_T + \frac{W_S}{3} \qquad \text{(VII. 15)}$$

Avec :

W : Souffle total du joint ;
W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
W_T : Souffle thermique ;
W_S : Souffle sismique.

Les souffles W_T, W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.
Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (W_S = 0.081 m).
Donc : **W = 2.7 cm**.

On opte pour le joint **TX140 ou Wd60** qui peut supporter un souffle de 70 mm

VII.5 CONCLUSION :

Comme on a déjà dit dans l'introduction, un bon dimensionnement et vérification de l'hourdis et des équipements est nécessaire pour le fonctionnement du pont, et c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre. Dans la suite nous entamerons l'étude de l'infrastructure et les différentes vérifications ont effectué.

CHAPITRE VIII

ETUDE SISMIQUE

VIII.1 INTRODUCTION :

Les premières exigences, lors de la conception d'un pont, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes exigées par le **RPOA** et ayant directement attrait à la construction de ponts en zone sismique.

Dans ce chapitre, l'objectif est de calculer les sollicitations sous l'effet de différentes actions sismique de manière à vérifier le non effondrement de la structure. Nous nous intéresserons dans cette étude à des actions sismiques longitudinales, verticales et transversales.

VIII.2 CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA :

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés par le **RPOA** suivant plusieurs critères. Dans notre cas nous aurons les caractéristiques suivantes :

- Classe de pont Groupe 2 : Pont important.
- Zone sismique Wilaya de Bouira zone II.a (Sismicité élevée).
- Coefficient d'accélération de zone A = 0.2.
- Classification du site S2 (site ferme).

VIII.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE :

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle, soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

Cette méthode s'applique aux ponts remplissant simultanément les critères suivants :

➢ **Critère n°01 : « Masse modale »**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre).

Autrement dit, la masse des piles $\mathbf{M_p}$ doit être inférieure à 43% de la masse totale

$M_T = G + \alpha\, Q$ (Q = 0 car notre ouvrage n'est pas un pont urbain) : (VIII.1)

$M_p = M_{chevetre} + M_{pile} < 0{,}43\, M_T = 0{,}43\, (G \times Nb.\,travées)$ (VIII.2)

$M_p = 598.81\ \mathbf{t} < 0{,}43\, M_T = 939.432\ \mathbf{t}$ (**Condition vérifiée**).

➢ **Critère n°02 : « Angle de biais »**

L'ouvrage étudié est en biais, et l'angle de biais est égale à 80 grades qui est supérieur à 70 grades.
Donc c'est vérifié.

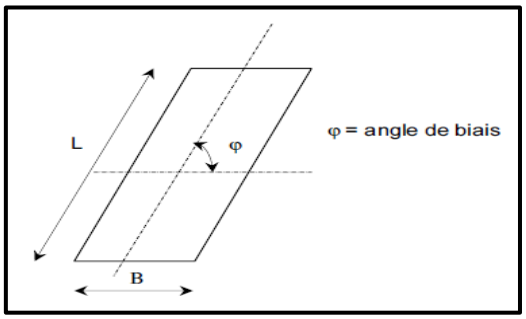


Figure VIII-1 Angle de biais.

➢ **Critère n°03 : « Angle de courbure »**

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

➢ **Critère n°04 : « Symétrie transversale »**

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal- **RPOA 2008** :

$$\mathbf{e_0 = |X_m - X_e| < 5\% L} \quad \textbf{(}\text{VIII.3)}$$

Avec :

$\mathbf{X_m}$ **:** centre de masse du tablier ; Etant parfaitement symétrique et complétement isolé par des appuis, le centre de masse du tablier sera situé au milieu de l'ouvrage : $\mathbf{X_m = 42\ m}$

$\mathbf{X_e}$ **:** Centre élastique des appuis ; $\mathbf{X_e = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}}$ **(**VIII.4)

Cette vérification se fera après le calcul des raideurs.

- **Détermination des raideurs :**

La raideur du système comprend la raideur des appuis ainsi que la raideur des appareils d'appui sur culées.

Longitudinalement :

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui. Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_p = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{app\ d'appuis}}} \quad \text{(VIII. 5)}$$

Les fûts sont encastrés dans la semelle et articulés en tète donc le calcul se fait comme en RDM :

$$K_{fut} = \mathrm{n}\frac{3\mathrm{EI}}{h^3} \quad \text{(VIII. 6)}$$

Avec :

n : Nombre de fût composant la pile (n = 3)
E : Module de déformation instantanée du béton (Eij = 33000 MPa)
I : Moment d'inertie longitudinal d'un seul fut ($I = \frac{\pi D^4}{64}$ = 0.248 m^4)
h : Hauteur d'un fût (h_1 = 12.04 m et h_2 = 10.2 m)

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1 Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

Piles	H_{moy}(m)	D (m)	I (m^4)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)	$K_{ap\text{-}app}$(MN/m)	$N_{a\text{-}app}$	Kp (MN/m)
P1	12.04	1.5	0.248	3	42.27	1.94	20	20.22
P2	10.2	1.5	0.248	3	69.51	1.94	20	24.89
C1/C2	/	/	/	/	/	1.94	10	19.38

Transversalement :

Tableau VIII-2 Raideurs dynamiques transversales des appuis

Piles	H_{moy}(m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)	$K_{ap\text{-}app}$(MN/m)	Kp (MN/m)
P1	12.04	69.17	3923.46	1.94	38.39
P2	10.2	69.17	6452.81	1.94	38.54
C1/C2	/	/	/	1.94	19.38

- **Vérification de la symétrie transversale :**

$$\mathbf{X_e = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i} = \frac{(19.38 \times 0) + (20.22 \times 28) + (24.89 \times 56) + (19.38 \times 84)}{19.38 + 20.22 + 24.89 + 19.38} = 42.78\ m} \quad \text{(VIII. 7)}$$

$$\mathbf{e_0 = |X_m - X_e| = |42 - 42.78| = 0.78\ m < 5\%\ L = 4.2\ m}\ \textbf{(Condition vérifiée).}$$

VIII.4 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE :

VIII.4.1 EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL :

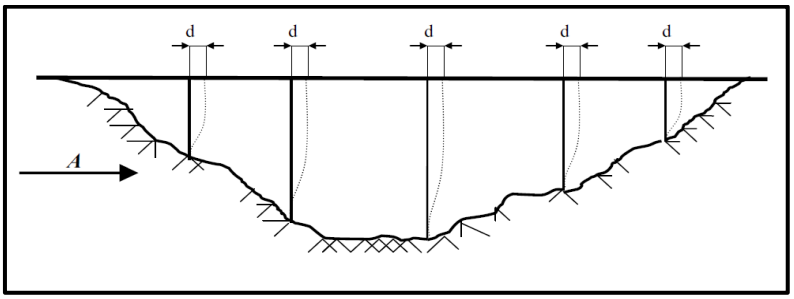


Figure VIII-2 Séisme longitudinal.

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$\mathbf{F_L = M_T \times Sa\ (T)} \quad \textbf{(}\text{VIII.8)}$$

$\mathbf{M_T}$: Est la masse effective totale de la structure : $\mathbf{M_T}$ **=2 189.94 t.**

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

$$\mathrm{Sae}(\mathrm{T},\varepsilon) = \begin{cases} \mathrm{AgS}\left(1 + \dfrac{\mathrm{T}}{\mathrm{T1}}(2.5\mathrm{n} - 1)\right) & 0 \le \mathrm{T} \le \mathrm{T1} \\ 2.5\eta\mathrm{AgS} & \mathrm{T1} \le \mathrm{T} \le \mathrm{T2} \\ 2.5\eta\mathrm{AgS}\left(\dfrac{T_2}{\mathrm{T2}}\right) & \mathrm{T2} \le \mathrm{T} \le 3.0\mathrm{s} \\ 2.5\eta\mathrm{AgS}\left(\dfrac{3T_2}{\mathrm{T}^2}\right) & \mathrm{T} \ge 3.0\mathrm{s} \end{cases} \quad \text{(VIII. 9)}$$

Avec :

T1, T2 : 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 :

(T1, T2) = *f* (S2) ➔ **(T1, T2) = (0,15 ; 0,40)** et **S = 1,1**.

g : Accélération de la pesanteur **(g = 9,81 m/s²)**

S : Coefficient de site **(S = 1.1)**

η: Facteur de correction de l'amortissement: **η=1**;

(ξ): Taux d'amortissement (**ξ=5%)**

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

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique **IIa** et de l'importance du pont (**Groupe de pont 2**) A = 0,20.

Application Numérique :

On a T = 1.02 s D'où

$T_2 = \mathbf{0,40\ s} \leq T = \mathbf{0,85\ s} \leq \mathbf{3,0\ s}$ ➔ Sa (T ; ξ) = $2.5\eta AgS(\frac{T_2}{T2})$ ➔ Sa = **2.13 m/s².**

$F_L = M_T \times$ Sa (T) ➔ F_{long} = 2.13 × 2 184.73 ➔ F_L = 4 649.82 KN.

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

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F \qquad d_{L(tablier)} = (\frac{T}{2\pi})^2 Sa \qquad \text{(VIII.10)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VIII-3 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui

Appuis	C1/C2	P1	P2
F_{i-L} (KN)	1 074.6	1 121	1 379.7
d_L (m)	0.055	0.055	0.055

VIII.5 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.

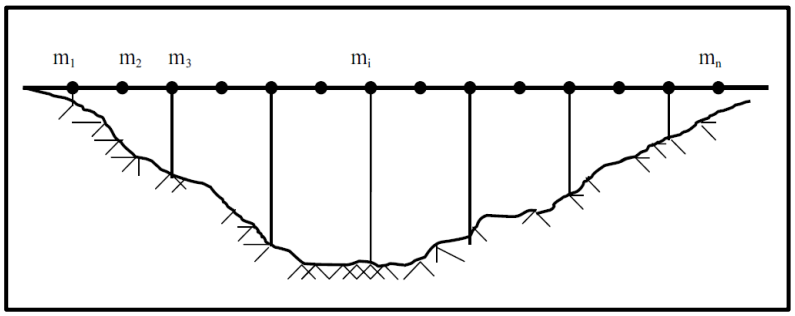


Figure VIII-3 Séisme transversal.

$\frac{L}{B} = \frac{84}{13} = \mathbf{6.46} > \mathbf{5}$ ➔ Le modèle à tablier flexible est applicable.

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la ième pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$\mathbf{Fi = M_i \times Sa\ (Ti)} \qquad \textbf{(}\text{VIII.11)}$$

Où :

Mi : Est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile) ;

T : Est la période fondamentale de la meme pile. $T_i = 2 \times \pi \sqrt{M_i / K_i}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VIII-4 Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui

Appuis	C1/C2	P1	P2
F_{i-L} (KN)	913.65	2 087.22	2 077.94

VIII.6 SEISME VERTICAL :

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone séismique classée (**I)** ou (**IIa)** selon le R.P.O.A, est négligeable.

VIII.7 EFFORT DE L'ACTION SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{cases} \mathbf{E1 = Ex + 0.3\ Ey + 0.3\ Ez} \\ \mathbf{E2 = Ey + 0.3\ Ex + 0.3\ Ez} \\ \mathbf{E3 = Ez + 0.3\ Ex + 0.3\ Ey} \end{cases} \qquad \text{(VIII.12)}$$

Avec :

Ex : force horizontale ou longitudinale (F_L)

Ey : l'effort sismique transversal (Fi)

Ez : réactions d'appui (Ri)

Tableau VIII-5 Efforts sismiques selon combinaisons du RPOA

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1074.59	913.65	0	1 348.68	1 236.03	596.47
P1	1120.96	2 087.22	0	1 747.12	2 423.51	962.45
P2	1379.69	2 077.94	0	2 003.07	2 491.85	1 037.29
C2	1074.59	913.65	0	1 348.68	1 236.03	596.47

VIII.8 COMBINAISON DES ACTIONS DE CALCUL :

Les combinaisons a prendre en compte et les coefficients de sécurité sont propres aux calcul sismique.

On distingue :

La vérification des structures : G+P+E+0.4ΔT +D+ψQ
La vérification de la sécurité aux déplacements différentiels : G+P+E'+0.4ΔT+D
Avec :

ψ=0.2 pour les ouvrages routiers et urbains.

VIII.9 CONCLUSION :

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'avoir un aperçu des sollicitations que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. De plus les valeurs obtenues seront utilisées pour l'étude des équipements du pont ainsi que pour le ferraillage des appuis (piles et culées).

avec :
G : valeur nominale des charges permanentes,
P : forces de precontrainte eventuelles (a long terme),
E : action sismique limitee au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus defavorable des composantes de l' action sismique definie en 4.3.2.5,
E' : action sismique limitee aux deplacements differentiels qu' elle engendre,
Q : actions variables des charges d'exploitation,
Δ T designe les variations de temperature,
D les deformations differees des materiaux (retrait et fluage du beton).
Ψ : coefficient de combinaison,
Ψ = 0,2 pour les ouvrages routiers urbains,
Ψ = 0,3 pour les lignes ferroviaires,
Ψ = 0 pour les autres cas.

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 INTRODUCTION :

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet.

Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement.

Nous allons traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

IX.2 ETUDE DE LA PILE :

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré.

IX.2.1 CONCEPTION DE LA PILE /DOCUMENTS SETRA :

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire, qui permet d'économie de la matière.

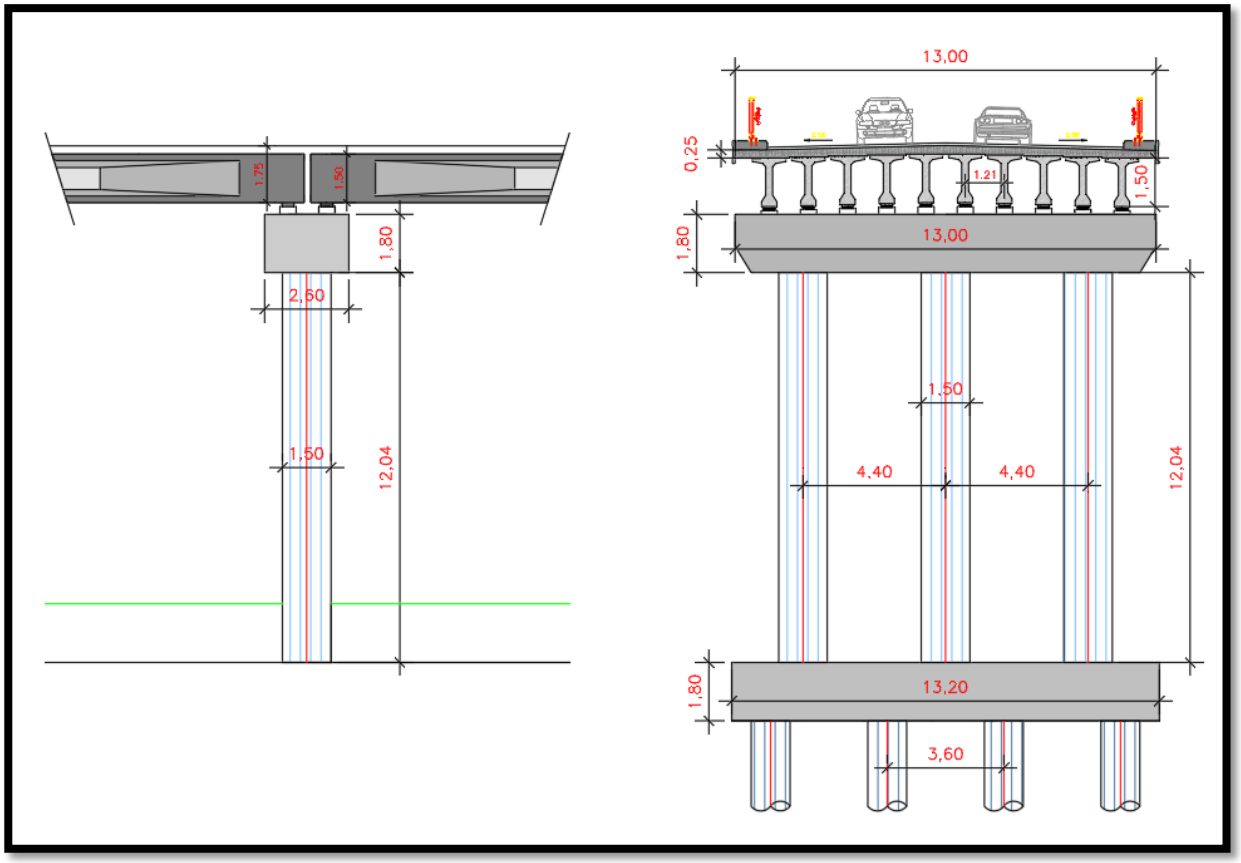


Figure IX-1 Forme et dimensions des piles

IX.2.2 DESCEND DES CHARGES :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX -1 Évaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée

Désignation	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o) (m)	$/_{FH}/(y/a,o)$ (m)	$M_{FV}/_o$ (KN.m)	$M_{FH}/_o$ (KN.m)
Semelle	3801.60	/	0.00	0.90	0.00	/
Fûts	1595.73	/	0.00	7.82	0.00	/
Chevêtre	1521.00	/	0.00	14.74	0.00	/
G Tablier	7299.80	/	0.00	15.64	0.00	/
H_{f+r}	/	215.90	/	15.64	/	3376.62
HT°	/	97.15	/	15.64	/	1519.48
Somme	14218.13	274.19	/	/	0.00	4288.30
(Al)	2009.40	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1548.27	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1149.84	/	0.00	/	0.00	/
D240	2040.00	/	0.00	/	0.00	/
Fr (AL)	/	142.52	/	15.64	/	2228.95
Fr (Bc)	/	150.00	/	15.64	/	2346.00

IX.2.3 COMBINAISON DES EFFORTS :

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations à l'E.L. U et à l'E.L.S.

Combinaison a l'ELS :

Tableau IX.2 Combinaisons des efforts à l'ELS

	N	H	MH	MV	$\sum M$
G	14218.13	274.19	4288.30	0.00	4288.30
G+1.2Al+St	16629.42	445.21	6963.04	0.00	6963.04
G+1.2Bc+St	16076.06	454.19	7103.50	0.00	7103.50
G+Mc120	15367.97	274.19	4288.30	0.00	4288.30
G+D240	16258.13	274.19	4288.30	0.00	4288.30

Combinaison a l'ELU :

Tableau IX.3 Combinaisons des efforts à l'ELU

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	$\sum M$ KN.m
1,35G	19194.48	378.90	5925.96	0.00	5925.96
1.35G+1.6Al	22409.52	606.92	9492.27	0.00	9492.27
1.35G+1.26B	21671.72	618.90	9679.56	0.00	9679.56
1.36G+1.35Mc120	21948.48	378.90	5925.96	0.00	5925.96
1.35G+1.35D240	19194.48	378.90	5925.96	0.00	5925.96

IX.2.4 FERRAILLAGE DES ELEMENT DE LA PILE :

IX.2.4.1 ETUDE DE CHEVETRE :

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

❖ **Dimensionnement à la flexion :**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

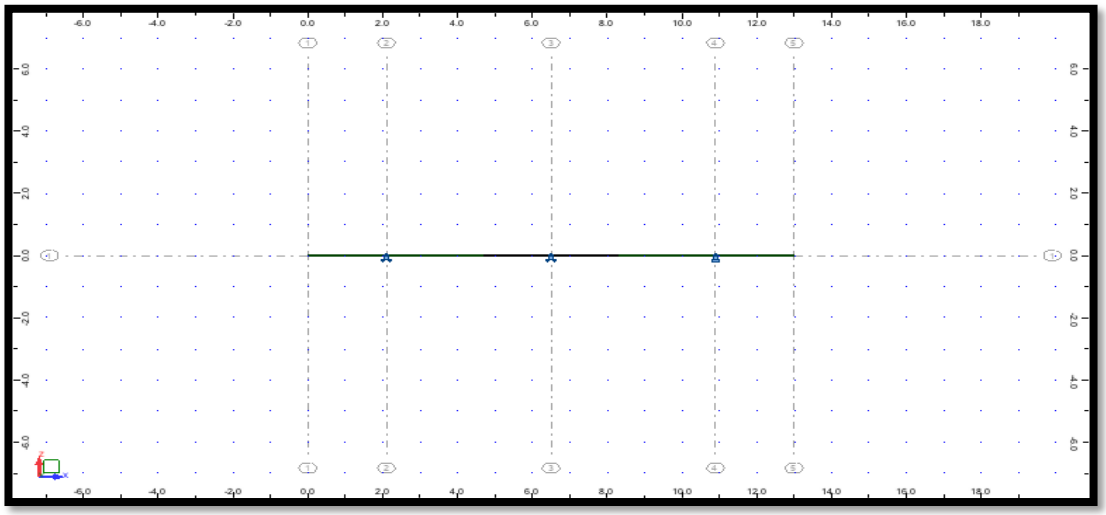


Figure IX.2 Modèle de calcul

Les charges pris en considération :

- G_{max} Tablier ;
- Q_{max} (D240) ;
- Poids Propre.

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

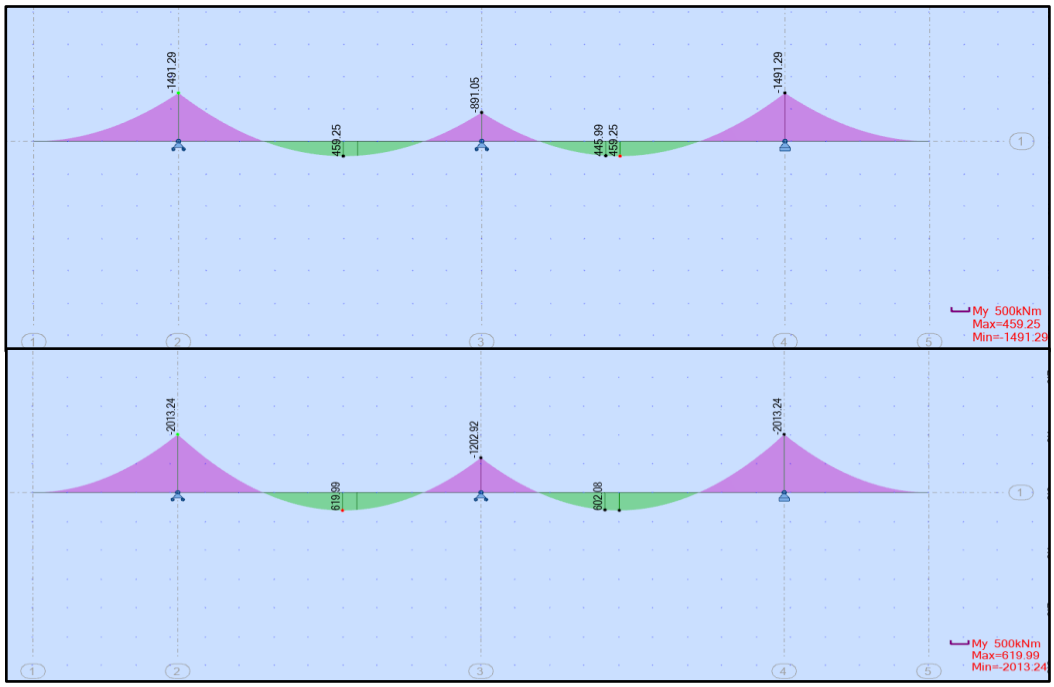


Figure IX.3 Les moments Mmax ELU et Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel

Tableau IX.4 Ferraillage du chevêtre

Sollicitations	M max ELU	M max ELS	A_S	Armatures	A'_S
Sur appuis	2013.24	1491.29	45.5	10HA25	49.09
Mi travée	619.99	459.25	45.5	10HA25	49.09

Armatures transversales :

Selon le Guide S.E.T.R.A PP 73 :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \tau = \min\left[0.1 f_{C28}\,;\ 4\text{MPa}\right] \qquad \text{(IX. 1)}$$

Avec :

τ_U : contrainte tangentielle dans le béton.

Vu : effort tranchant sur appui à l'ELU.

$\tau_U = \frac{1.62}{2.6 \times 1.62} = 0.38\ MPA \leq \tau = \min\left[2.7\,;\ 4\text{MPa}\right] = 2.7\ MPA$ **Condition vérifiée.**

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St inferieur à 20cm d'après S.E.T.R.A et on prend St = 15cm.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times f_e} \times \gamma_s \times b_0 \qquad \text{(IX. 2)}$$

K=1 (Pas de reprise de bétonnage)
$\gamma_s = 1.5$

Nous trouvons alors : $A_t = 2.85\ cm^2$

Calcul de section d'armature minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0.4 \times S_t \times b_0}{f_e} \qquad \text{(IX. 3)}$$

$$A_{min} \geq 3.12\ cm^2$$

$A_t = max(A_t;\ A_{min}) = A_{min}$

On ferraille avec le ferraillage minimum et on aura 2HA16 avec As = 4.022 cm².

❖ **Dimensionnement à la torsion**

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e = 0,6 m. Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur **Lt** est limitée par :

$$\begin{cases} \mathbf{L_t = L_c} \quad \text{si} \quad \mathbf{L_c \leq \Phi + H_c} \\ \mathbf{L_t = L_c + \Phi} \quad \text{si} \quad \mathbf{L_c > \Phi + H_c} \end{cases} \qquad \text{(IX. 4)}$$

Application Numérique :

Lc = 2,6 m
Hc = 1,8 m ⟶ **Lt = 2,6 m**
Φ = 1,5 m

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n} \qquad \text{(IX. 5)}$$

bn : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente**,** $\mathbf{b_n = H_c/6}$**;**
C : Moment de torsion maximal par ml **C = R × e** ;
Ω: L'aire de la torsion, **Ω = (Hc – bn) × (Lt – bn)**.

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\overline{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}; \quad C = \text{Max}(C1; C2) \qquad \text{(IX. 6)}$$

C1 : Moment de torsion construction $C1 = R \times e = 159.16 \times 0.6 = 95.49\ KN.m/ml$;
C2 : moment de torsion service $C = R \times e = 122.56 \times 0.6 = 73.57\ KN.m/ml$;
P : Périmètre du chevêtre ;
$\overline{\sigma}_a$: Contrainte admissible de l'acier $= 2/3 f_e$**.**

Application Numérique :

C1 = 95.49 KN.m/ml
C2 = 73.57 KN.m/ml
Ω = 3,45 m^2
P = 8.2 m
$\overline{\sigma}_{\mathbf{a}}$ = 333,33 MPa

As = 3,4cm^2, On opte pour 5HA12, avec un espacement de 20 cm.

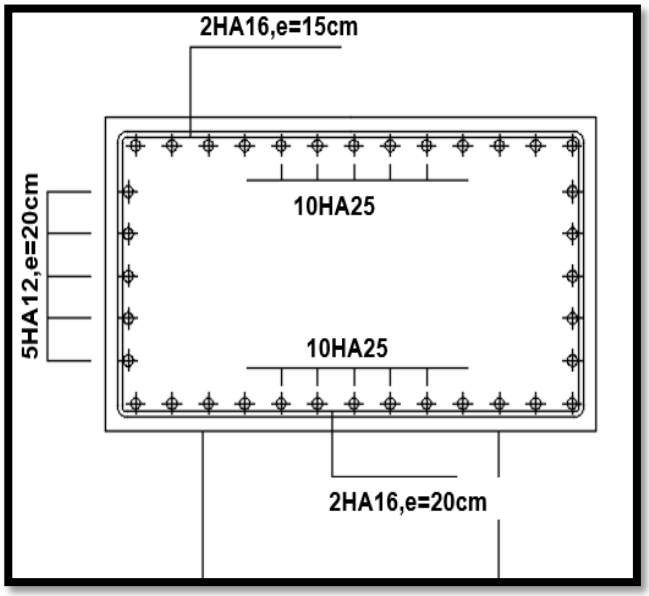


Figure IX.4 Ferraillage du chevêtre

IX.2.4.2 ETUDE DES FUTS :

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : D = 1,50 m.
- Hauteur maximale : H = 12.04 m.
- Entraxe : E = 4,40 m.

❖ **Vérification de flambement de fût :**

La condition de flambement à vérifier est donnée par :

$$\lambda = \mathbf{L}_f / \mathbf{i} < \mathbf{50} \qquad \text{(IX. 6)}$$

Lf : longueur de flambement. **Lf = 0.7×L$_0$**.
i : Rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. **i = D/4**.

Application Numérique :

L = 12.04 m ; D = 1,50 m

i = 0,375 m ; Lf = 8.43 m $\longrightarrow$ $\overline{\lambda} = 22.48 < \mathbf{50}$

❖ **Ferraillage des fûts :**

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Sollicitations les plus défavorables : Voir ANNEXE C

- ELS : Mmax = 2095,32 Kn.m/fût Ncors = 4379.25 kN/fût
- ELU : Mmax = 2855,18 Kn.m/fût Ncors = 5900,60 kN/fût
- ELA : Mmax = 11 020.35 KN.m/fût Ncors = 3752.10 kN/fût

Avec Robot

- Donc : on prend deux nappes de HA25, 2x24HA32 (As = 385.92 cm²) espacement e = 17 cm.

Cerces transversales :

- Avec Robot expert : 1 cerce H14 et 1 cerce de HA14, espacement = 15cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

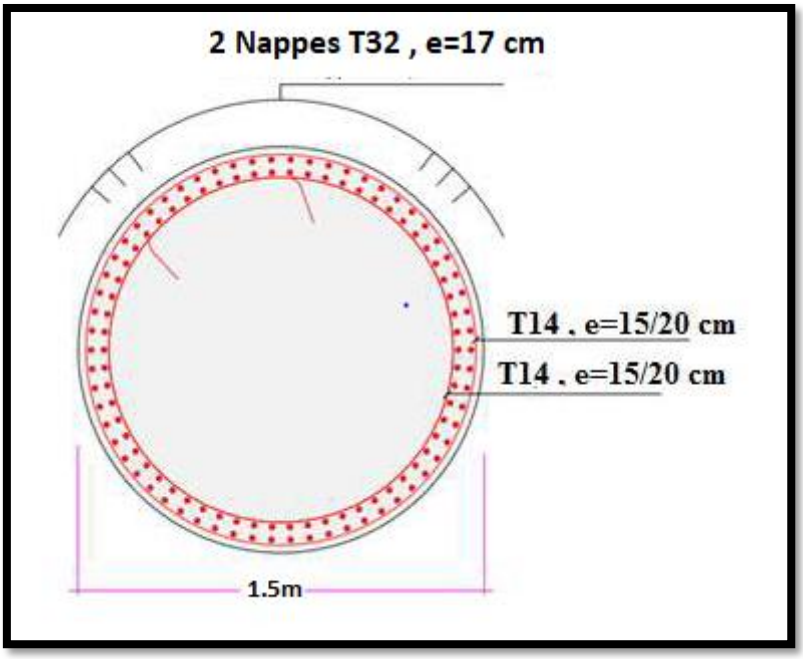
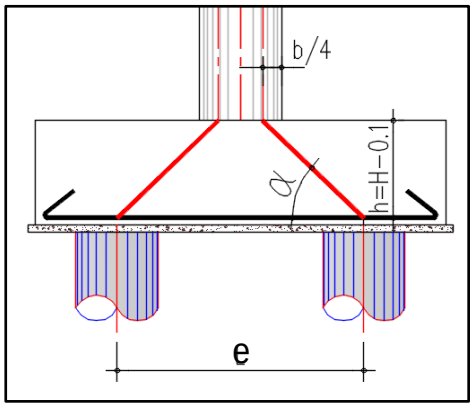


Figure IX.5 Ferraillage des futs

IX.2.4.3 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :



Longueur : L = 13,20 m. Hauteur : H = 1.8 m. Largeur : l = 6,4 m ; e = 4m (entraxe des pieux)

$\emptyset = 1.5m$

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \dfrac{e}{2} - \dfrac{\emptyset}{2} \end{cases} \longrightarrow h = H - 0.1$$

$$\frac{4}{2} - \frac{1.5}{4} = 1.625 < 1.8 - 0.1 = 1.7\text{m}, \boldsymbol{\alpha = 46.32°} > 45°$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{(\frac{e}{2} - \frac{\emptyset}{4})}{h} \qquad (IX.7)$$

Application numérique :

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 2 513.87 KN ; $N_{Max\text{-}ELA}$= 3 430 KN

$\overline{\sigma}_{a\cdot ELS}$= 333,33 MPa ; $\overline{\sigma}_{a\cdot ELS}$ = 500 MPa

$A_{S\text{-}ELS}$ = 72.09 cm² ; $A_{S\text{-}ELA}$ = 65.52 cm²

Donc As = 72.09 cm²

On prend 15HA25 (As = 73.63 cm²).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : **L = h + Φ_{pieu}** = 1.7 + 1,2 = 2.9 m.

Avec : $$S_t = \frac{\emptyset + H}{n - 1} = 20 \text{ cm} \qquad (IX.8)$$

Armatures longitudinales inférieure ;

- A_{S1} = A_S/3 ; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure

- A_{S2} = A_S/4 ; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure

- A_{S3} = A_S/4 ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales

- A_{S4} = A_S/10 ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

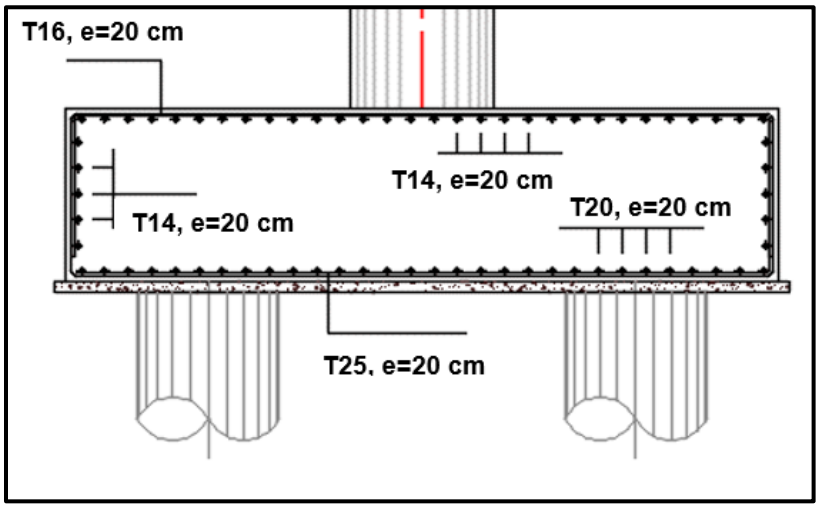


Figure IX.6 Ferraillage semelle

IX.2.4.4 ETUDE DES PIEUX :

Caractéristiques :

Longueur de pieux L = 17 m (niveau de bon sol).
Diamètre Φ = 1.20 m.
Entraxe des pieux est égale e = 3.6 m.
Nombre de pieux : n = 8.

❖ **Effort revenant à chaque pieu :**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2} \qquad \text{(IX. 9)}$$

n : Nombre des pieux ;
N : Effort normal ;
Mx, **My** : Moments dans les sens x, y ;
X, Y : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Sollicitations les plus défavorables :

- ELA :

N1 = 3 821 kN < R_{cd} = 4 430 kN **(Vérifiée)**

N2 = 948 kN < R_{cd} = 4 430 kN **(Vérifiée)**

R_{cd} : Resistance caractéristique de la portance de la fondation a 17m (tableau étude géotechnique)

❖ **Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_U by = 0 \qquad \text{(IX. 10)}$$

b : Diamètre du pieu ;
C_U : Module de réaction du sol ;
y : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}} \qquad \text{(IX. 11)}$$

α : longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}} \qquad \text{(IX. 12)}$$

E : Module d'élasticité du béton ;
I : Moment d'inertie du pieu **;**
b : Longueur du pieu.

Application Numérique :

Cu = 20 MN/m3
E = 33 000 MPa
b = 1,20 m
I = 0,101 m^4
L=17 m
$\lambda = 0.206$ D'où : $\lambda \times L = \mathbf{3.502}$

D'où, en tire les valeurs de $(X_\varphi^H, X_\varphi^M)$ pour $\lambda \times L = \mathbf{3.502}$ à partir du tableau WERNER

$$\lambda L = \mathbf{3.502} \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.21 \\ X_\varphi^M = 1.51 \end{cases}$$

Effort tranchant en tête du pieu :

ELS : N_{Max} = 1 565.54 kN $\quad \bar{H}$ = 56.77 kN

ELU : N_{Max} = 2 028.24 kN $\quad \bar{H}$ = 77.36 kN

ELA : N_{Max} = 46.89 kN $\quad \bar{H}$ = 250.70 kN

Moments fléchissant en tête du pieu :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\bar{M} = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$ (IX. 13)

ELS : M = 220.88 kN.m

ELU : M = 300.98 kN.m

ELA : M = 975.36 kN.m

❖ **Ferraillage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier :
Avec Robot expert As = 113,10 cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²) avec un espacement de 14cm. Voir ANNEXE C

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, esp = 10 dans les zones critiques et 20 cm dans les zones courantes.

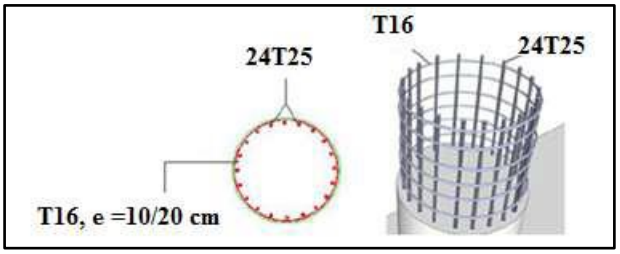


Figure IX.7 Ferraillage du pieu.

IX.3 ETUDE DE LA CULEE :

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

Elles ont double rôle :

- Assurer l'appui du tablier et Le soutènement des terres.

En général on distingue différents types des culées :

- **Culées enterrées** : 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 boite renversée.

Vu les données naturelles du site où se trouve notre ouvrage, nous avons opté pour une **culée de type remblayée**.

IX.3.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA CULEE :

Les différentes dimensions des éléments constituant notre culée sont résumées dans le et la Figure ci-dessous :

Tableau IX.5 Dimensions des différents éléments de la culée.

Elément		Dimensions
Semelle	Longueur	L_{sem} = 13.20 m
	Largeur	l_{sem} = 6,90 m
	Hauteur	H_{sem} = 1,80 m
Mur frontal	Longueur	L_{mf} = 13 m
	Hauteur	h_{mf} = 6.54 m
	Epaisseur	e_{mf} = 1.30 m
Mur garde grève	Longueur	L_{mgg} = 13.00 m
	Hauteur	h_{mgg} = 2.48 m
	Epaisseur	e_{mgg} = 0,50 m
Corbeau	Longueur	L_c = 12.00 m
	Hauteur	h_{c1} = 0.60 m et h_{c2} = 0.30 m
	Epaisseur	e_c = 0,30 m
Mur en retour	Hauteur	h_{mr} = 9.04 m
	Epaisseur	e_{mr} = 0.75 m
Dalle de transition	Longueur	L_{ddt} = 11.84 m
	Largeur	l_{ddt} = 5 m
	Epaisseur	e_{ddt} = 0,30 m

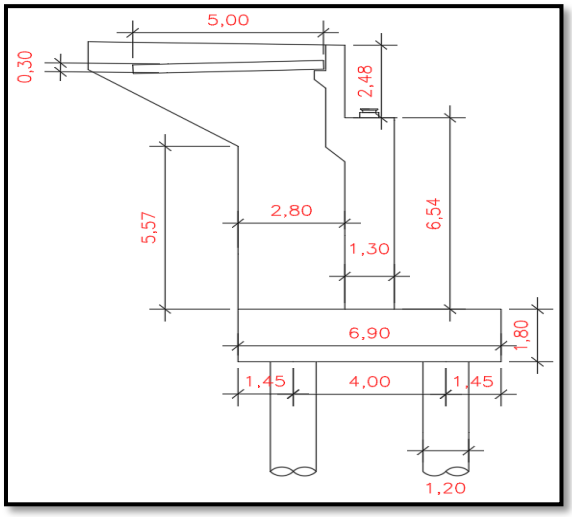


Figure IX.8 Les dimensions des éléments de la culée.

IX.3.2 DESCEND DES CHARGES :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.6 Évaluations des efforts statiques de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o(KN.m)}$	$M_{FH/o(KN.m)}$
Semelle	4098.60	/	0.00	0.90	0.00	/
Mur F	2763.15	/	0.06	5.25	168.55	/
DDT	444.00	/	1.30	10.08	577.20	/
Mur en R	803.90	/	2.93	7.08	2355.43	/
Corbeau	40.50	/	1.28	9.72	52.00	/
MGG	403.00	/	0.90	9.59	363.51	/
Poids des Terres Amont	4594.10	/	2.13	5.68	9794.63	/
Poids des T sur DDT	361.80	/	1.30	9.95	470.34	/
Poussée Mur Frontal	/	2367.30	/	2.72	/	6431.16
Poussée Semelle	/	1402.88	/	0.90	/	1262.59
Poussée DDT	/	10.01	/	0.18	/	1.77
Poids Sur 10kN/m²	336.00	/	2.05	/	688.80	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	429.26	/	5.42	/	2326.61
R_g	3649.90	/	-0.05	/	-182.50	/
R (Al)	1494.99	/	-0.05	/	-74.75	/
R (bc)	1382.02	/	-0.05	/	-69.10	/
R (M_{c120})	1078.18	/	-0.05	/	-53.91	/
R (D_{240})	1617.78	/	-0.05	/	-80.89	/
H_{f+r}	/	107.95	/	-8.34	/	-900.29
H_T°	/	48.58	/	-8.34	/	-405.13
Frein (Al)	/	142.52	/	-8.34	/	-1188.58
Frein (Bc)	/	150.00	/	-8.34	/	-1251.00

IX.3.3 COMBINAISON DES EFFORTS :

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS :

Tableau IX.7 Combinaisons des efforts

		N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KNm)
ELS	G+0.6T	17158.95	3917.28	-11165.49	13599.16	2433.67
	G++0.6T+1.2Q	17562.15	4432.40	-13957.42	14425.72	468.30
	G+0.6T+1.2A(l)	18952.94	4088.30	-12591.79	13509.46	917.67
	G+0.6T+1.2Bc	18817.37	4097.279	-12666.69	13516.24	849.55
	G+0.6T+Mc120	18237.13	3917.28	-11165.49	13545.25	2379.76
	G+0.6T+D240	18776.73	3917.28	-11165.49	13518.27	2352.78
ELU	1.35G+0.9T	23164.59	5292.70	-11968.95	18358.87	6389.92
	1.35G+0.9T+1.6Q	23702.19	7831.97	-19880.66	25886.55	6005.89
	1.35G+0.9T+1.6(A(l))	33664.18	7373.17	-18059.81	24664.87	6605.06
	1.35G+0.9T+1.6(Bc)	33483.42	7385.14	-18159.68	24673.91	6514.23
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	32727.74	5292.70	-11968.95	24711.70	12742.74
	1.35G+0.9T+1.35D240	33456.19	5292.70	-11968.95	24675.27	12706.32

IX.3.4 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :

IX.3.4.1 MUR FRONTAL :

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcul les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IX.8 Sollicitations sur mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o(KN.m)}$	$M_{FH/o(KNm)}$
Mur F	2763.15	/	0.061	5.252	168.55215	/
DDT	444	/	1.3	10.08	577.2	/
Corbeau	40.5	/	1.284	9.717	52.002	/
MGG	403	/	0.902	9.586	363.506	/
Poids des T sur DDT	361.8	/	1.3	9.95	470.34	/
Poussée Mur Frontal	/	2367.298	/	-2.716667	/	-6431.159
Poussée DDT	/	10.01128	/	-0.18	/	-1.768659
Poussée Sur 10kN/m²	/	429.264	/	-5.42	/	-2326.611
Rg	3649.90	/	-0.05	/	-182.50	/
R(Al)	1494.99	/	-0.05	/	-74.75	/
Rbc	1382.02	/	-0.05	/	-69.10	/
RMc120	1078.18	/	-0.05	/	-53.91	/
RD240	1617.78	/	-0.05	/	-80.89	/
Hf+r	/	107.95	/	-8.34	/	-900.29
HT°	/	48.58	/	-8.34	/	-405.13
Frein Al	/	142.52	/	-8.34	/	-1188.58
Frein Bc	/	150.00	/	-8.34	/	-1251.00

Le ferraillage 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 :

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS : M_{max} = -686.09 kN/ml N_{cors} = 727.41 kN.m/ml.

- ELU : M_{max} = -592.02 kN/ml N_{cors} = 1 258.20 kN.m/ml.
- ELU : T_{max} = 405.79 kN/ml N_{cors} = 1 258.20 kN/ml**.**

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.3) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

Section d'acier :

- Avec Robot expert AS = 13 cm² ; donc : on opte pour 7HA16/ml (AS1 = 14.07 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm. Voir ANNEXE C

Armature de constructions :

- AS'= AS/3 = 4.69 cm^2 ; donc : on opte pour 7HA12 (AS' = 7.92 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

- At = As/4 = 3.52 cm^2 ; donc : on opte pour 7HA10 (AS = 5.50 cm^2) avec un espacement de 15 cm.

IX.3.4.2 MUR GARDE GREVE

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 de Bc.

Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

❖ Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$\mathbf{M_T = \frac{P \times H}{3}}$ **Avec :** $P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$ (IX. 14)

K_a : Coefficient de poussée des terres (ka = 0.33).
γ : Poids volumique du remblai (γ = 18 KN/m^3).
h : Hauteur du mur garde grève (h = 2.48 m).
L : longueur du remblai (L=12m) on fait le calcul par 1ml.

$$\mathbf{M_T = 15.1\ KN.m\ /ml}$$

❖ Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions Bc accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contact avec la force arrière du mur garde grève.

On remplace les 6t par une charge uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle (0.25×0.75) m² à cause des incertitudes concernent la transmission des efforts.

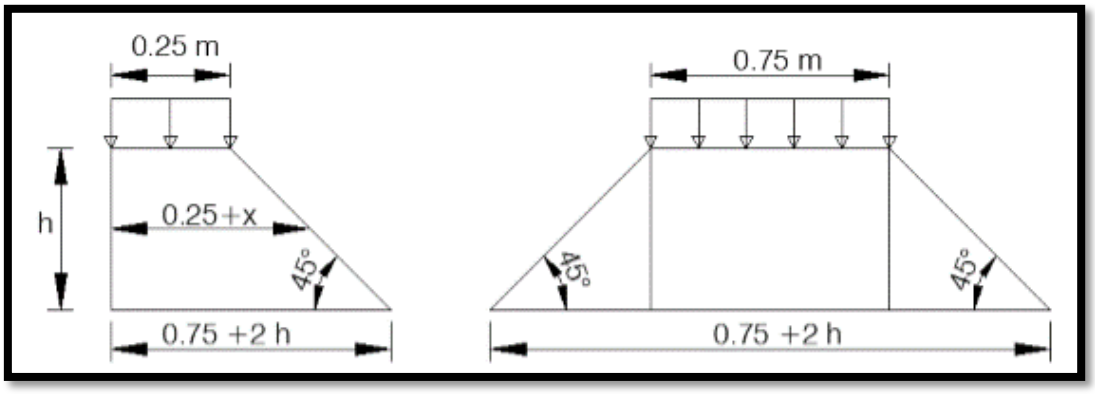


Figure IX.9 Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression :

$$\mathbf{M}_p = \frac{\mathbf{12K}}{\mathbf{0{,}5+2}h}\int_0^h \frac{h-x}{(\mathbf{0{,}5+}x)}\,dx \qquad \text{Avec : } \mathbf{K} = \mathbf{K_a} \times \boldsymbol{\delta} \times \boldsymbol{\gamma} \qquad (\text{IX. } 15)$$

δ : Coefficient de majoration dynamique (δ = 1.069) ;
γ : Coefficient de pondération (γ = 1.2 à l'ELS et γ = 1.6 à l'ELU).

K = 0.68 à l'ELU
K = 0.51 à l'ELS

La valeur de **M_p/K** est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différente valeurs de h.

h(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_p /k (t,m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Avec une interpolation linéaire pour h=2.48m on aura : **Mp/K = 8.52 t.m.**

Mp = 58.00 KN.m à l'ELU.

Mp = 43.50 KN.m à l'ELS.

❖ Moment dû à la force de freinage :

Seul l'effet d'une roue de 6 t est considéré, et le moment du au freinage est donné par l'expression (d'après SETRA) :

$$\mathrm{M_f} = \frac{2\mu \times \mathrm{P} \times \mathrm{h}}{0.25 + 2\mathrm{h}} \qquad (\text{IX. } 16)$$

h : hauteur de mur garde grève h =2.48 m
μ = 1.6 à l'ELU
μ =1.2 à l'ELS

On aura donc :

M_f = 91.93 KN.m à l'ELU.
M_f = 68.55 KN.m à l'ELS.

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

$M = M_T + 1.6(M_P + M_f) = 127.15\ KN.m/ml$ à l'ELS
$M = 1.35M_T + 1.2(M_P + M_f) = 169.78\ KN.m/ml$ à l'ELU

❖ **Ferraillage de mur garde grève :**

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.50) m.

Section d'acier

Avec Robot expert AS = 12.3 cm^2 ; donc : on opte pour 6HA20/ml (AS = 15.70 cm2) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm. Voir ANNEXE C

Armature de constructions

AS'= AS/3 =5.02 cm^2 ; donc : on opte pour 6HA12/ml (AS' = 6.79 cm2) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales

At = As/4 = 3.77 cm^2 ; donc : on opte pour 6HA10/ml (AS' = 4.71 cm2) avec un espacement de 15 cm.

IX.3.4.3 MUR EN RETOUR :

❖ **Les efforts agissants sur Mur en retour :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre y compris la superstructure.
- Poussée horizontale repartie.
- Poussée dynamique
- Charges concentrées situées à l'extrémité du mur est qui sont égales : F_v = 4t et F_h = 2t

L'étude du mur en retour se fait à l'aide du logiciel ROBOT :

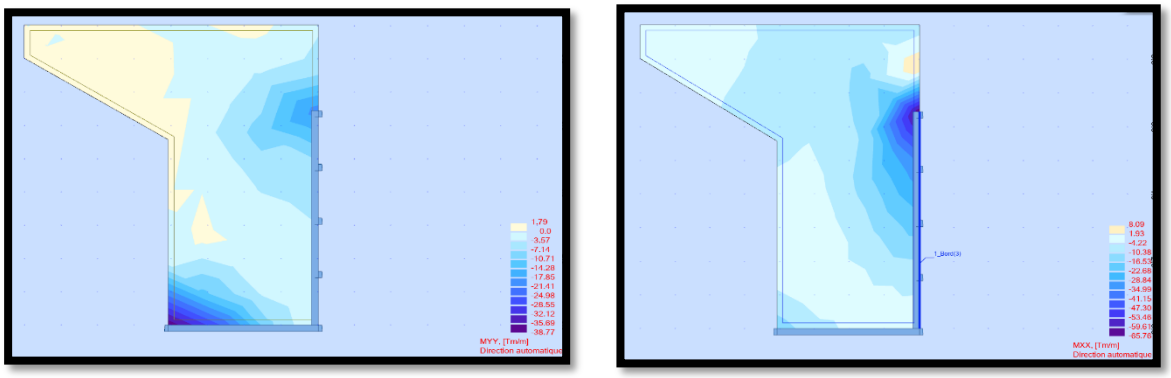


Figure IX.10 Les moments MXX et MYY sur le mur en retour avec le logiciel

- **Efforts verticaux :**

Combinaison d'action à l'ELS : M = M_{GV} +1,2 M_{QV} → M = 387.7 KN.m

- **Efforts horizontaux :**

Combinaison d'action à l'ELS : $M = M_{GV}+1,2\ M_{QV} \rightarrow M= 657.6$ KN.m

❖ **Ferraillage du Mur en retour :**

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.75) m en flexion simple, sachant que :

- **Le ferraillage horizontal :**

Section d'acier :

Avec Robot expert As =42.5 cm² ; Donc : on opte pour 6HA32/ml (As = 48.2 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

- **Le ferraillage vertical :**

Section d'acier :

Avec Robot expert As =24.4 cm² ; Donc : on opte pour 5HA25/ml (As = 24.6 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

IX.3.4.4 DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. La dalle de transition présente les dimensions suivantes :

- Longueur : L = 12 m.
- Largeur : H = 5,00 m.
- Epaisseur : e = 0,30 m.

Type de charge	**Q (kN/ml)**	**M (KN.m/ml**	**V (kN)**
Poids propre	7.5	23.4375	18.75
Revêtement	1.92	6	4.8
Remblai	9.54	29.8125	23.85
Surcharges	10	31.25	25

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

Combinaison d'efforts

- A l'ELU :
  $M_{ELU} = 1.35\ M_G+1.6\ M_Q \rightarrow$ MELU= 126.86 KN.m /ml
  $T_{ELU} = 1.35\ V_G+1.6\ V_Q \rightarrow$ TELU = 101.49 KN/ml

- A l'ELS :
  $M_{ELS} = M_G + 1.2\ M_Q \rightarrow$ MELS = 96.75 KN.m/ml
  $T_{ELU} = V_G + 1.2\ V_Q \rightarrow$ TELS = 77.40 KN/ml

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

❖ **Ferraillage de la dalle de transition :**

Avec Robot expert As = 17.60 cm² ; On prend 6HA20/ml (As = 18.85 cm²) /coté inférieur.
Voir ANNEXE C

Armature de construction :

As' = As/3 = 6.24 cm2 ; Soit : 6HA12/ml (As'= 6.79cm²).

Armatures longitudinales :

A_l = As/4 = 4.71 cm^2 ; soit 6HA10/ml (As'= 4.71 cm²).

IX.3.4.5 LE CORBEAU D'APPUI :

Caractéristiques :

Hauteur H1 : 0.60 m
Hauteur H2 : 0.30 m
Epaisseur : 0,30 m
Longueur : 12 m

Selon le document SETRA P.P.73 Appuis des tabliers calculs complémentaires ferraillages types, le ferraillage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 10cm et des goujons de HA25 tous les deux mètres. Il est défini en coupe transversale au schéma ci-dessous. Le plan de ferraillage du corbeau d'appuis se trouve en annexe.

IX.3.4.6 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :

Longueur : L = 13,20 m. Hauteur : H = 1.8 m. Largeur : l = 6,9 m ; e = 4 m (entraxe des pieux)
$\emptyset = 1.30\ m$
Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \dfrac{e}{2} - \dfrac{\emptyset}{4} \end{cases} \qquad h = H - 0.1 \qquad \text{(IX. 17)}$$

$\frac{4}{2} - \frac{1.3}{4} = 1.675\text{m} < 1.8 - 0.1 = 1.7\text{m}\ ;\ \alpha = 45.45° > 45°$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{(\frac{e}{2} - \frac{\emptyset}{4})}{h} \qquad \text{(IX. 18)}$$

Application numérique :

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 2 494.14 KN ;

$\overline{\sigma_{a-ELS}}$ = 333,33 MPa ;

$A_{S\text{-}ELS}$ = 71.41 cm² ;

Donc As = 71.41 cm²

On prend 15HA25 (As = 73.63 cm²).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $\mathbf{L = h + \Phi_{pieu}}$ = 1.7 + 1,2 = 2.9 m.

Avec ; $S_t = \frac{\emptyset + H}{n-1} = 20$ cm

Armatures longitudinales inférieure ;

- $A_{S1} = A_S/3$; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieure

- $A_{S2} = A_S/4$; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieure

- $A_{S3} = A_S/4$; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales

- $A_{S4} = A_S/10$; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

IX.3.4.7 ETUDE DES PIEUX :

Caractéristiques :

Longueur de pieux L = 17 m (niveau de bon sol).
Diamètre Φ = 1.20 m.
Entraxe des pieux est égale e = 3.6 m.
Nombre de pieux : n = 8.

❖ **Effort revenant à chaque pieu :**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2} \qquad (IX.19)$$

n : Nombre des pieux ;
N : Effort normal ;
Mx, **My** : Moments dans les sens x,y ;
X, Y : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

❖ **Sollicitations les plus défavorables :**

- ELS :

N1 = 2 494.14 kN < R_{cd} = 2 757 kN **(Vérifiée)**

N2 = 2 299.07 kN < R_{cd} = 2 757 kN **(Vérifiée)**

- ELA :

  N1 = 2 148.48 kN $<$ R_{cd} = 5 197 kN **(Vérifiée)**

  N2 = 3 117.85 kN $<$ R_{cd} = 5 197 kN (**Vérifiée)**

R_{cd} : Resistance caractéristique de la portance de la fondation a 17m (tableau étude géotechnique)

❖ **Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_U by = 0 \qquad (IX.20)$$

b : Diamètre du pieu ;
C_U : Module de réaction du sol ;
y : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}} \qquad (IX.21)$$

α: longueur élastique du pieu ;

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}} \qquad (IX.22)$$

E : Module d'élasticité du béton ;
I : Moment d'inertie du pieu **;**
b : Longueur du pieu.

Application Numérique :

Cu = 20 MN/m3
E = 33 000 MPa
b = 1,20 m
I = 0,101 m^4
L=17 m
$\lambda = 0.206$ D'où : $\lambda L = \mathbf{3.502}$

D'où, en tire les valeurs de $(X_\varphi^H, X_\varphi^M)$ pour $\lambda L = \mathbf{3.502}$ à partir du tableau WERNER

$$\lambda L = \mathbf{3.502} \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.21 \\ X_\varphi^M = 1.51 \end{cases}$$

Effort tranchant en tête du pieu :

ELS : N_{Max} = 2 311.76 kN $\quad \bar{H}$ = 554.05 kN

ELU : N_{Max} = 3 795.21 kN $\quad \bar{H}$ = 978.99kN

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\bar{M} = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$ (IX. 23)

ELS : M = 2 155.56 kN.m

ELU : M = 3 808.83 kN.m

❖ **Ferraillage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier :

Avec Robot expert As = 177.00 cm² Donc : on prend 24 HA32 (As = 193.02 cm²) avec un espacement de 14cm.

Cerces transversales :

On prend des cerces HA16, esp = 10 dans les zones critiques et 20 cm dans les zones courantes.

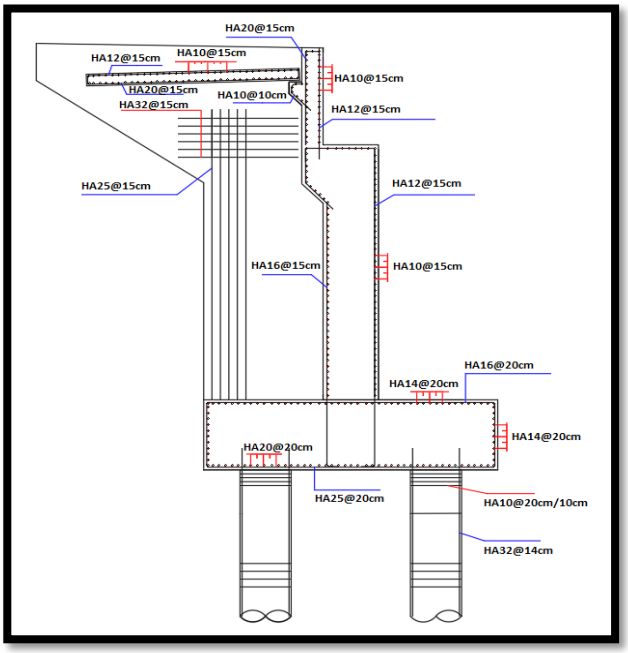
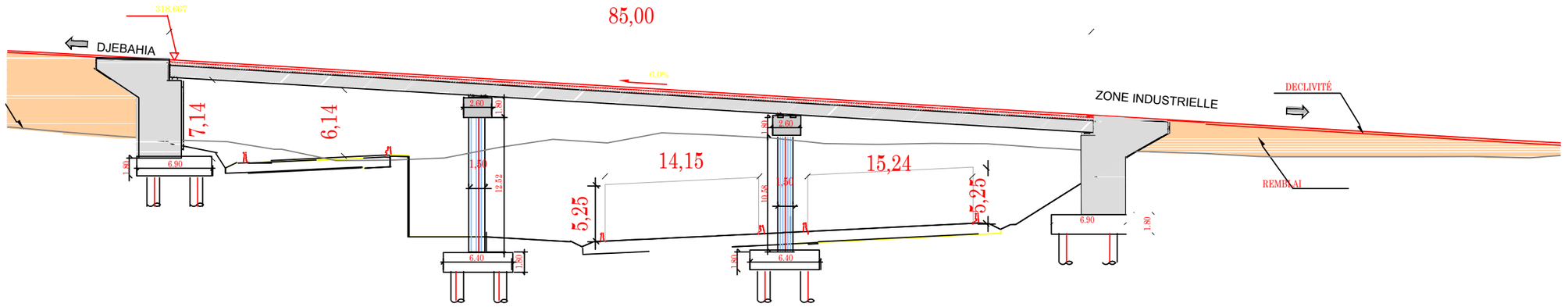


Figure IX.11 Ferraillage les éléments de la culée.

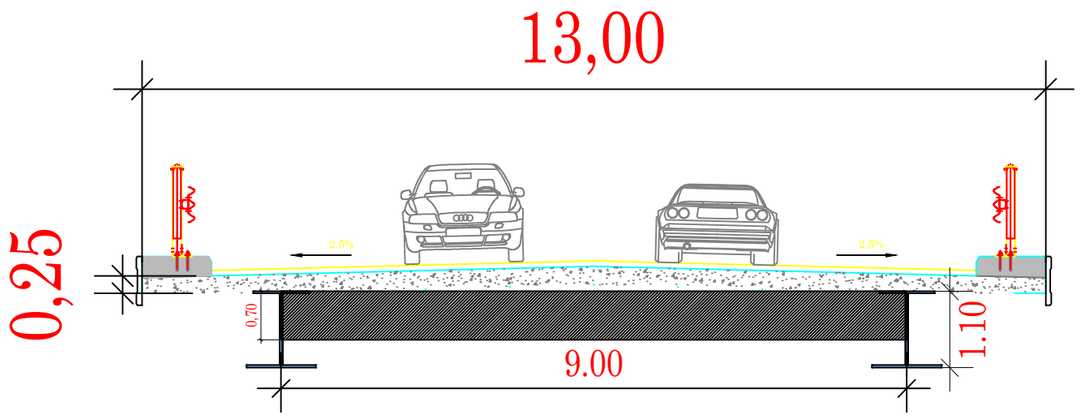
IX.4 CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

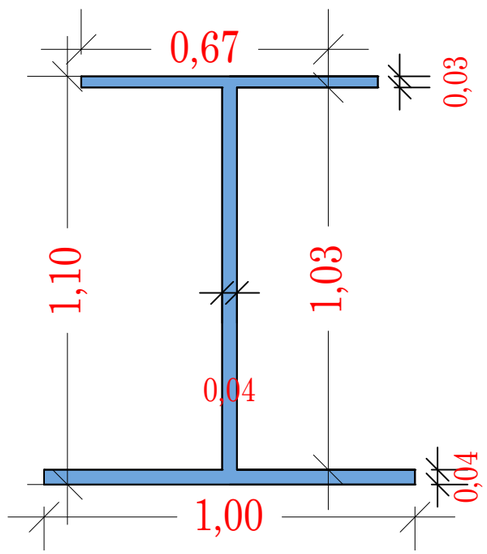
Profil en long Ech: 1/400



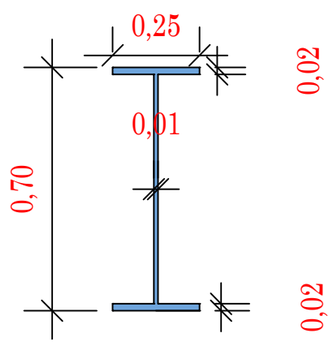
COUPE TRANS Ech : 1/60



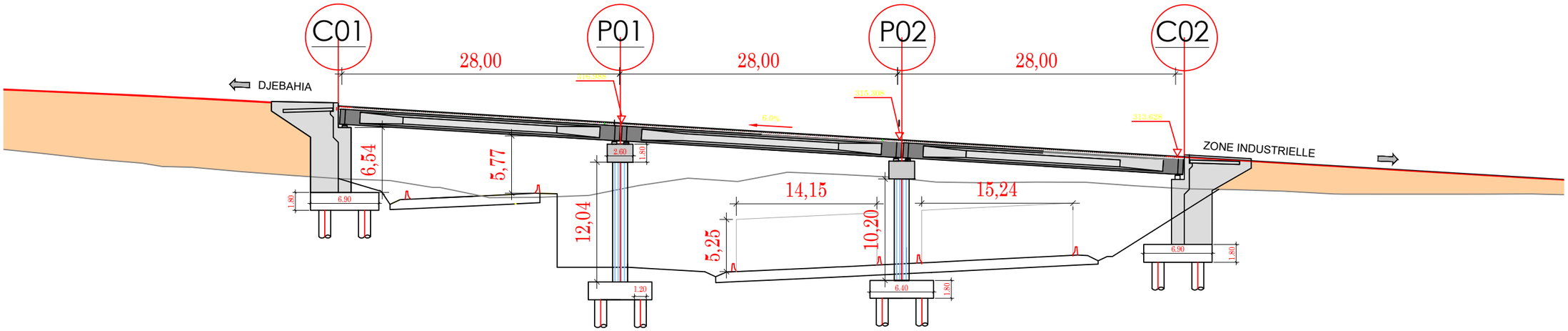
COUPE POUTRE Ech : 1/15



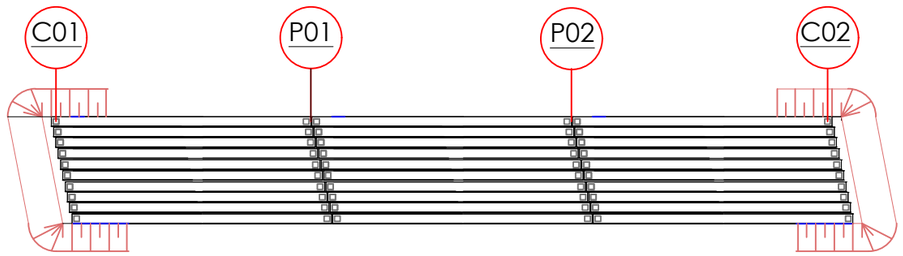
PIECES DE PONT Ech : 1/15



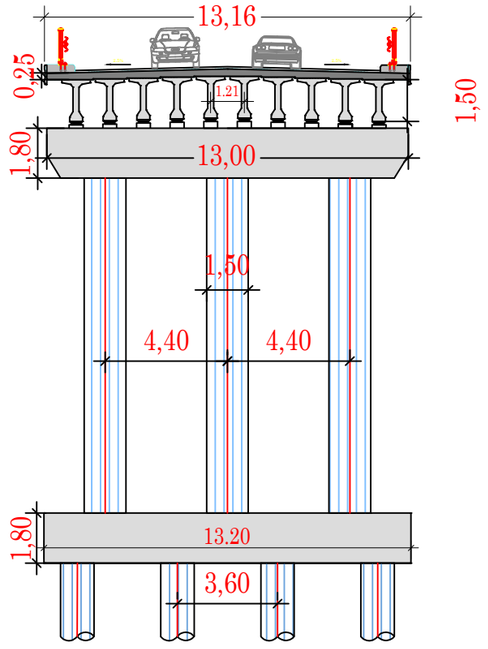
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/150



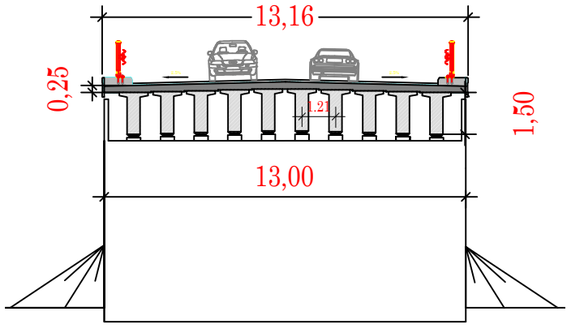
VUE EN PLAN Ech : 1/200



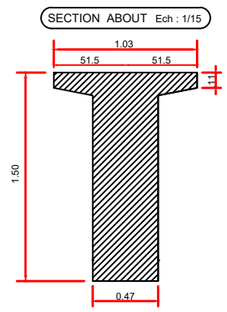
COUPE TRANS SUR PILE Ech : 1/70



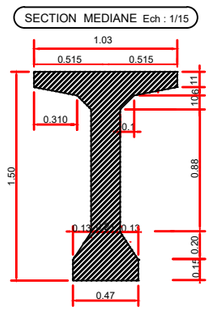
COUPE TRANS SUR CULEE Ech : 1/50



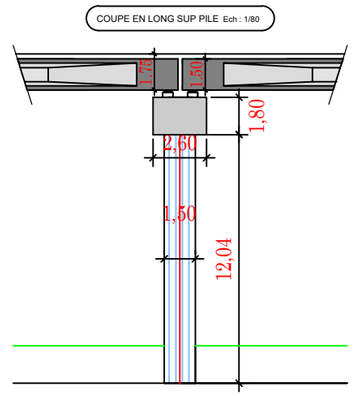
SECTION ABOUT Ech : 1/15



SECTION MEDIANE Ech : 1/15



COUPE EN LONG SUP PILE Ech : 1/80



CONCLUSION GENERALE

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part

Ce travail nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En effet, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

REFERENCES BIBLOGRAPHIQUES

[1] AMINE Bou Mehdi. Interaction dynamique sol-structure, présenté en vue d'obtenir le diplôme d'ingénieur, Centre associe du Liban, 2015.

[2] AUBRY D. (1986). Sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure, journées communes fondations, propriété des sols et impératifs sismiques, cfms-afps. Revue française de Géotechnique, pages 81–100.

[3] ASPASIA Nikolaou, GAZETAS George et MYLONAKIS George, (1997),Soilpilebridge seismic interactnion:kinematic and intertial effects .part i:soft soil**.**

[4] BENREDHOUANE Mustapha, *Cours de Béton Armé*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2018).

[5] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99*, 1999.

[6] BALLA Rafik et REDDAD Massinissa, étude d'un pont a poutres a précontraintes franchissant oued mouzaia a tamezguida W.Medea au ok 29+900,ENSTP, thèse promotion 2017.

[7] Document SNCF, *Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes,* France, Livret 2.01. Février 1995.

[8] Document technique réglementaire (DTR) : *REGLES DEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTES (RCPR)*, Ministère des Travaux Publics, Algérie – Juin 2009.

[9] Fascicule n° 62 - Titre I - Section I : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99*, CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GÉNÉRALES – Avril 1999.

[10] GAZETAS G. (1991). Foundation Engineering Handbook, Chapter 15. Fang H-Y (ed.), van Nostrand Reinhold: New York.

[11] Guide de conception : *Ponts à poutre préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)*, Document SETRA – Février 1996.

[12] Guide de conception : *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Document SETRA – Mars 1990.

[13] Guide de conception : *Ponts courants en zone sismique*, Document SETRA – Janvier 2000.

[14] Guide technique : *Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires*, Document SETRA – Juillet 2007.

[15] Guide technique : *Appuis des tabliers P.P.73 – 1.3.1 & 1.3.2*, Document SETRA – Octobre 1977.

[16] HADID.M, (1995), Analyse de l'interaction cinématique déterministe et stochastique pour fondations rigides bidimensionnelles par une approche intégrale aux frontières **»,** *Thèse,* Ecole national polytechniques (ENP) Alger.

[17] HENRY THONIER, *Le Béton Précontraint aux États Limites*, ENPC France, 1985

[18] LAMA Amir, Interaction Cinématique Sol-pile de pont, présenté pour obtenir le diplôme Master en travaux publics, ENSTP, promo2015.

[19] National earthquake hazards reduction program (nehrp), applied technology council (atc), consortium of universities for research in earthquake engineering (curee), 2012. *soil-structure Interaction for Building Structures*. National Institute of Standards and Technology (NIST), Gaithersburg, MD n° 20899.

[20] PECKER A., (1984). 'Dynamique des sols', *Presse de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris*.

[21] PITILAKIS D, DIETZ M, WOOD D, CLOUTEAU D. et MODARESSI A. (2008). Numerical simulation of dynamic soil-structure interaction in shaking table testing. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28:453–467.

[22] PERCHAT Jean & ROUX Jean : *Pratique du BAEL 91 – quatrième édition*, France.

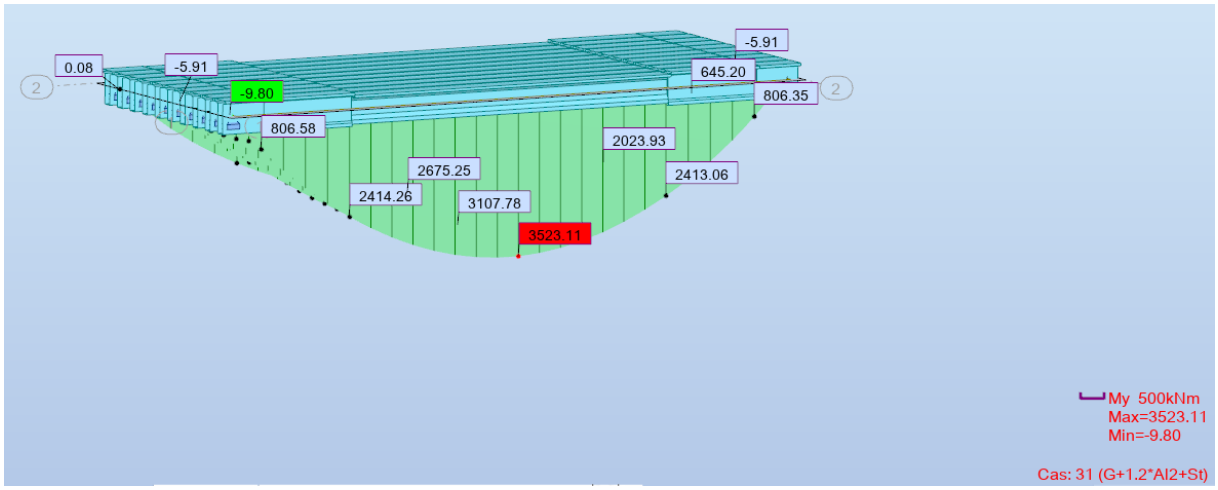
[23] SIEFFERT J. et CEAVAER F. (1992). Manuel des Fonctions d"Impédance – Fondations Superficielles. Ouest ed. Presses Académiques.

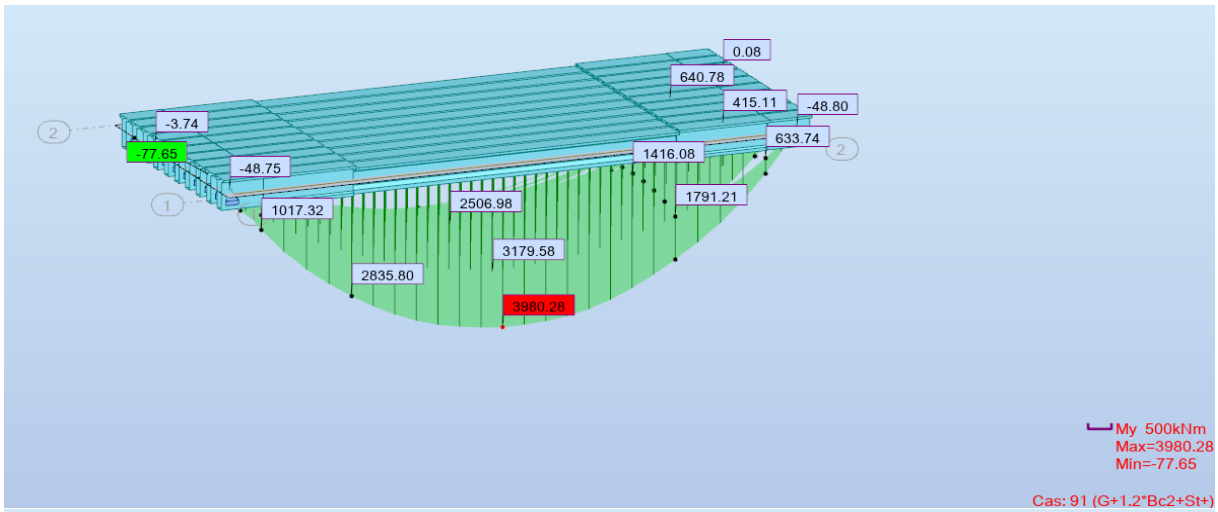
[24] WOLF J. P., (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. HALL W. J., Ed, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey n°07632.

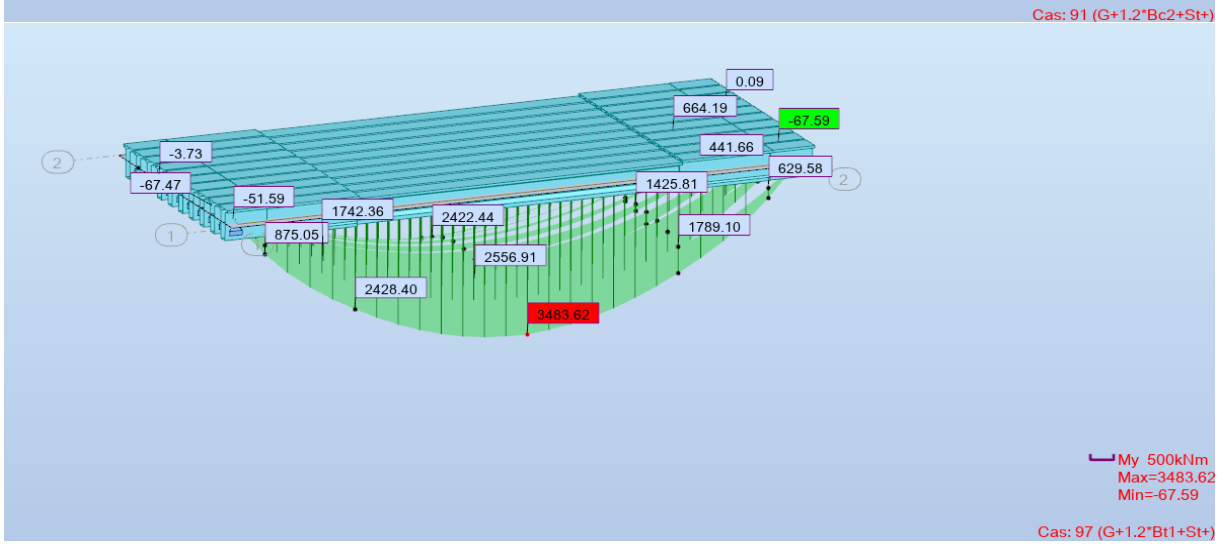
[25] XIANGWEI Zhang, Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses, pour obtenir le grade de docteur, Université de Grenoble, 2011. Français.

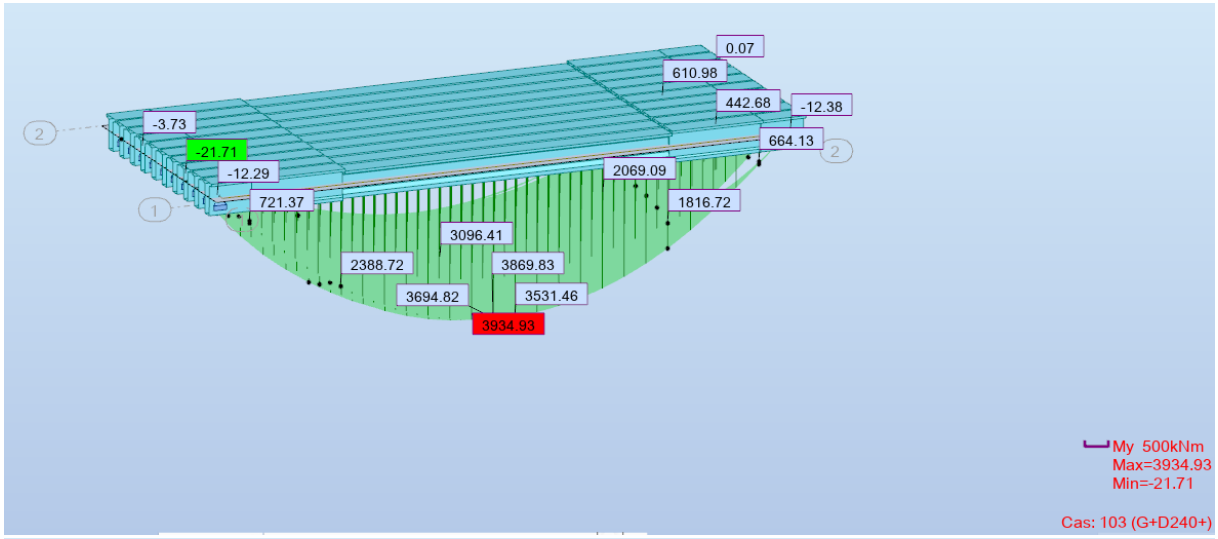
1. DIAGRAMMES DES MOMENT DU AU COMBINAISON

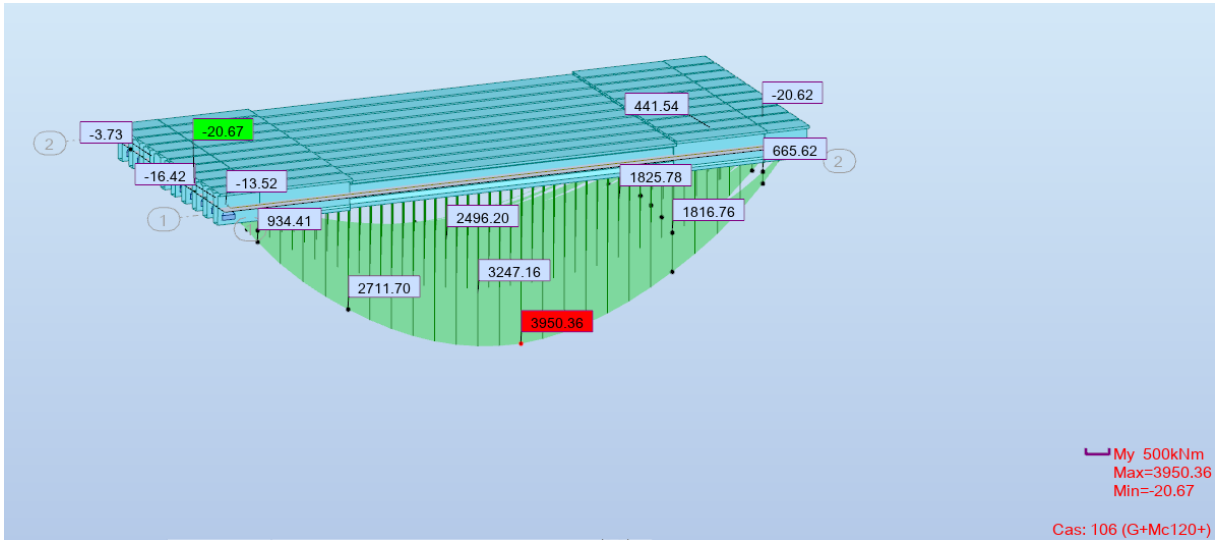
- **A l'ELS**



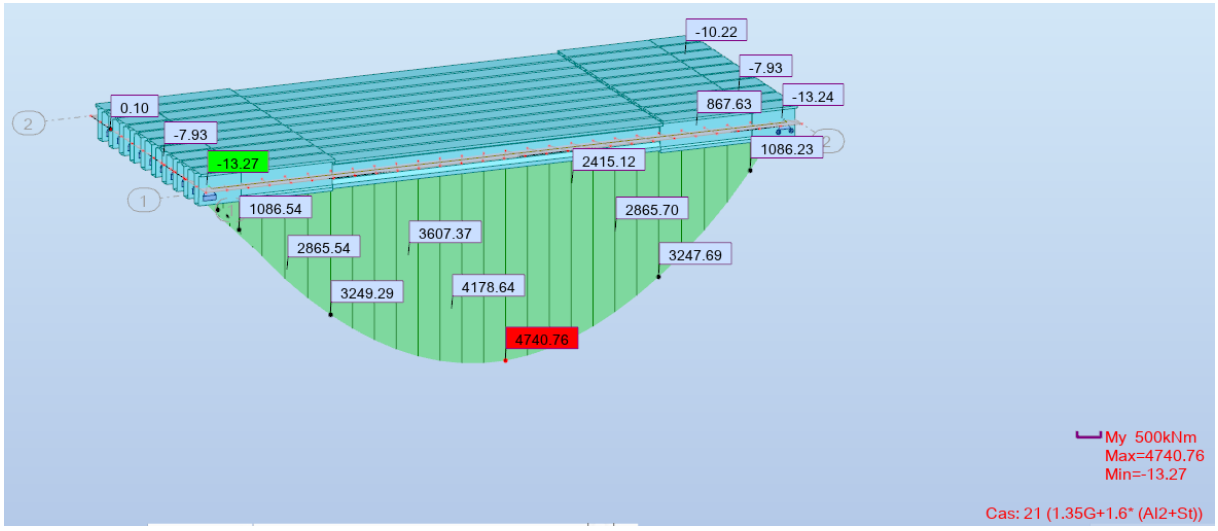


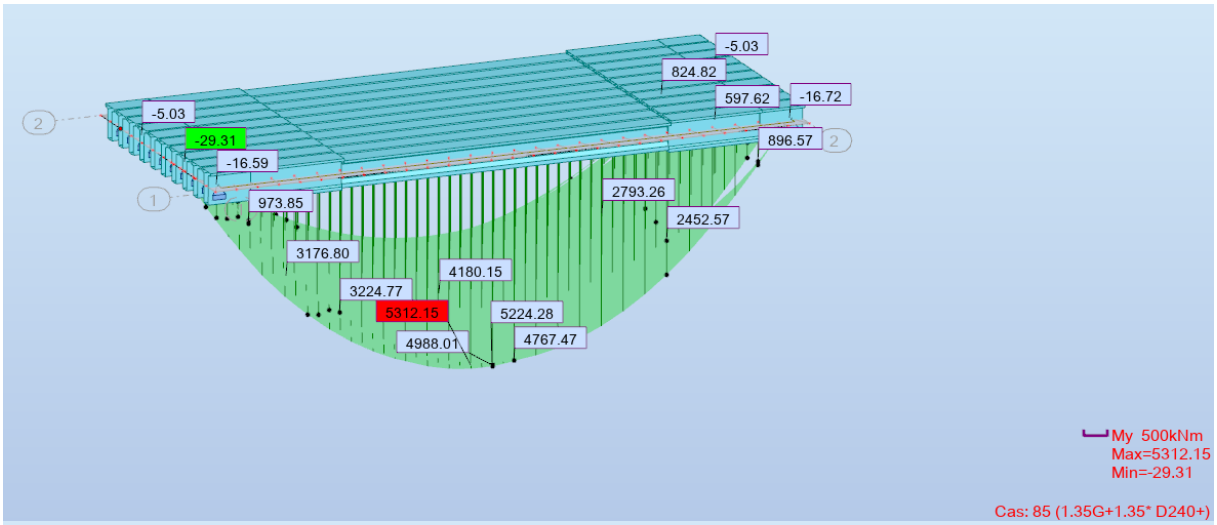


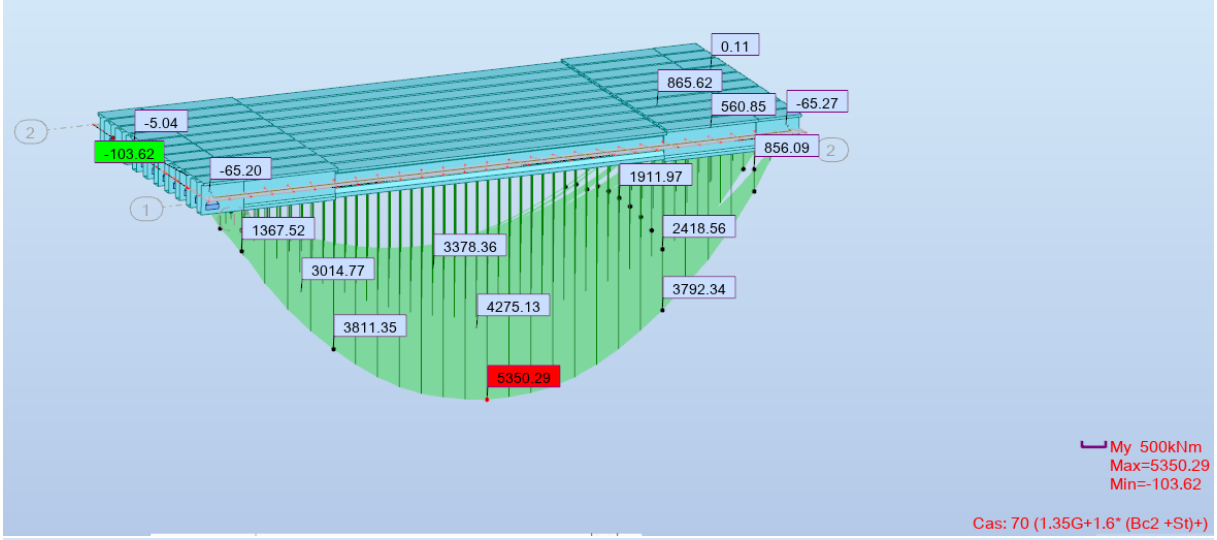

0.07
610.98
442.68
-12.38
664.13
-3.73
-21.71
-12.29
721.37
2069.09
1816.72
3096.41
2388.72
3869.83
3694.82
3531.46
3934.93
My 500kNm
Max=3934.93
Min=-21.71
Cas: 103 (G+D240+)

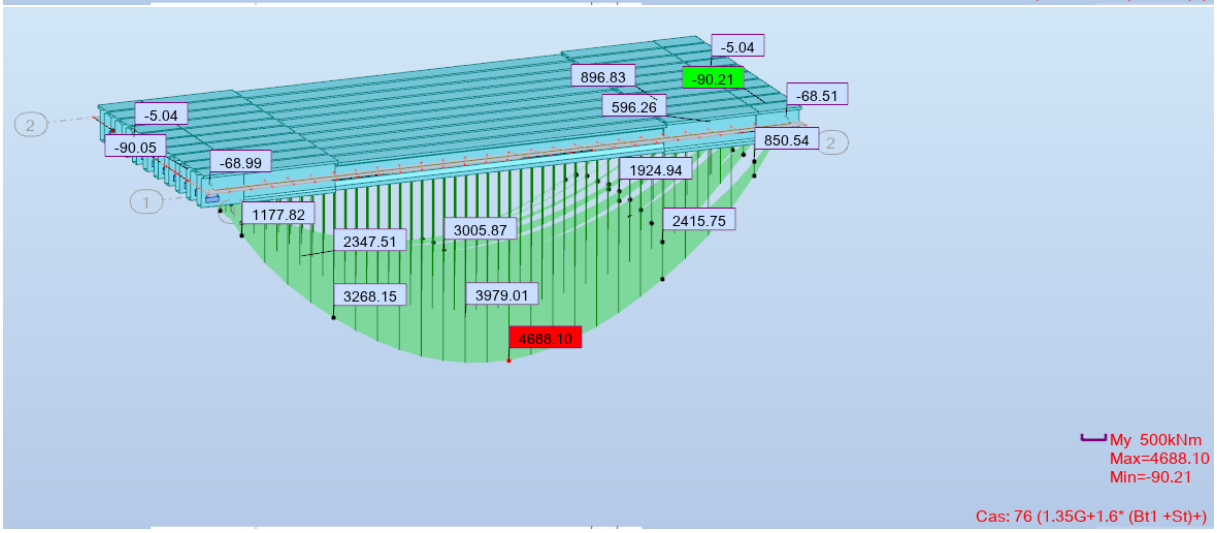

441.54
-20.62
-3.73
-20.67
665.62
-16.42
-13.52
1825.78
934.41
2496.20
1816.76
3247.16
2711.70
3950.36
My 500kNm
Max=3950.36
Min=-20.67
Cas: 106 (G+Mc120+)

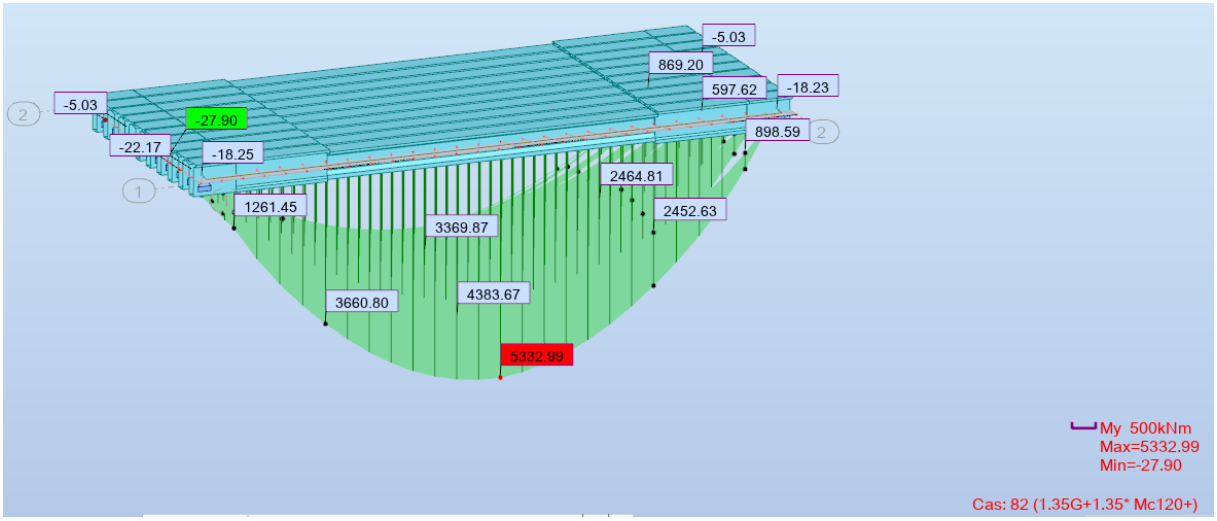
- **A l'ELU :**


-10.22
-7.93
-13.24
0.10
867.63
-7.93
-13.27
1086.23
2415.12
1086.54
2865.70
3607.37
2865.54
3247.69
4178.64
3249.29
4740.76
My 500kNm
Max=4740.76
Min=-13.27
Cas: 21 (1.35G+1.6* (Al2+St))


-5.03
824.82
597.62
-16.72
-5.03
-29.31
-16.59
896.57
973.85
2793.26
2452.57
3176.80
4180.15
3224.77
5312.15
5224.28
4988.01
4767.47
My 500kNm
Max=5312.15
Min=-29.31
Cas: 85 (1.35G+1.35* D240+)

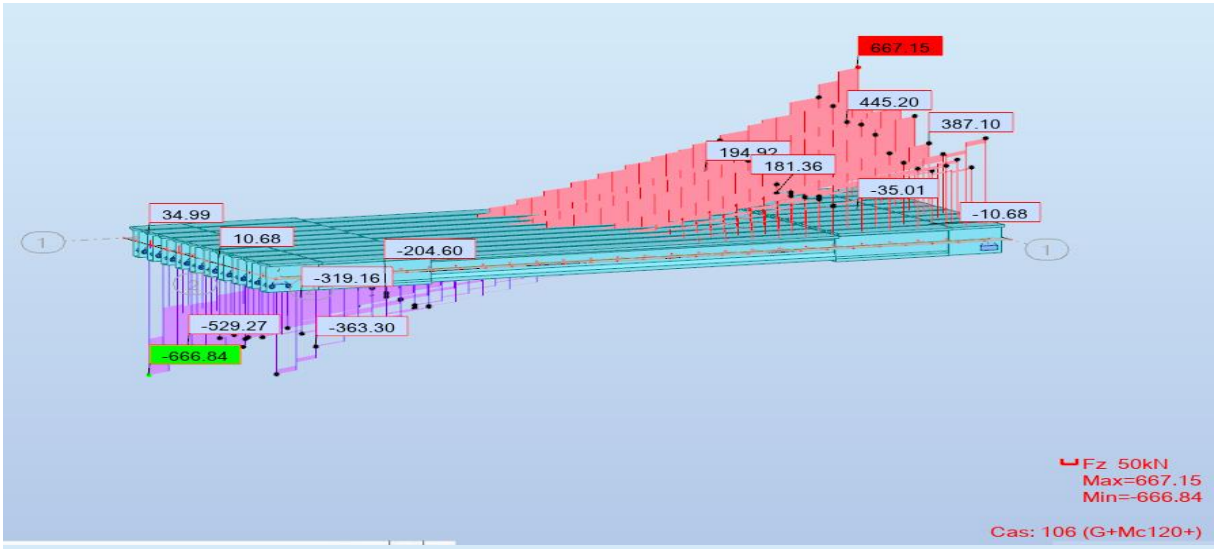

0.11
865.62
560.85
-65.27
-5.04
-103.62
-65.20
856.09
1911.97
1367.52
2418.56
3378.36
3014.77
3792.34
4275.13
3811.35
5350.29
My 500kNm
Max=5350.29
Min=-103.62
Cas: 70 (1.35G+1.6* (Bc2 +St)+)

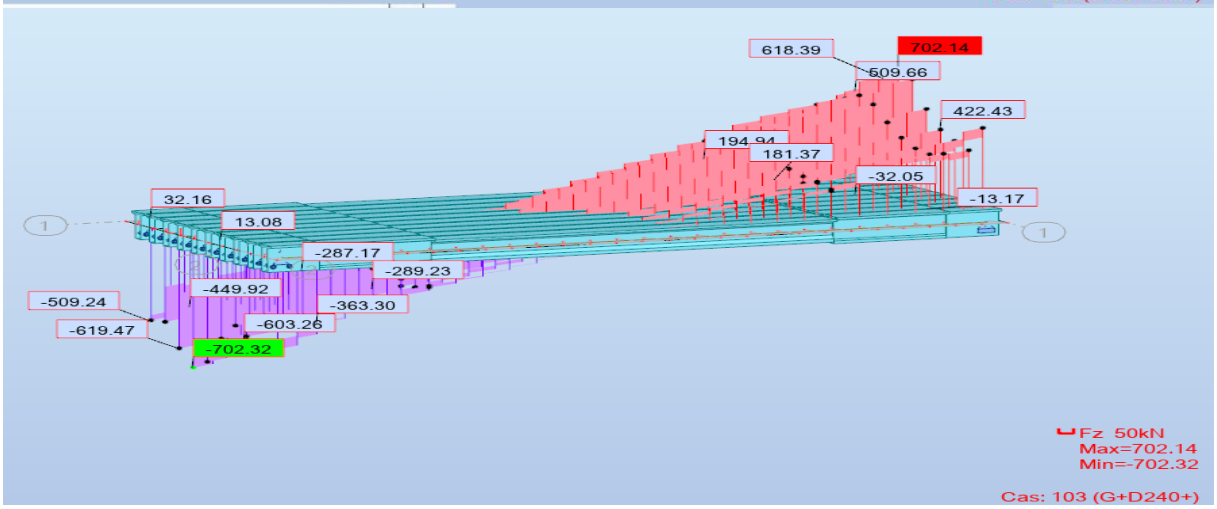

-5.04
896.83
-90.21
-68.51
-5.04
596.26
-90.05
850.54
-68.99
1924.94
1177.82
2415.75
2347.51
3005.87
3268.15
3979.01
4688.10
My 500kNm
Max=4688.10
Min=-90.21
Cas: 76 (1.35G+1.6* (Bt1 +St)+)

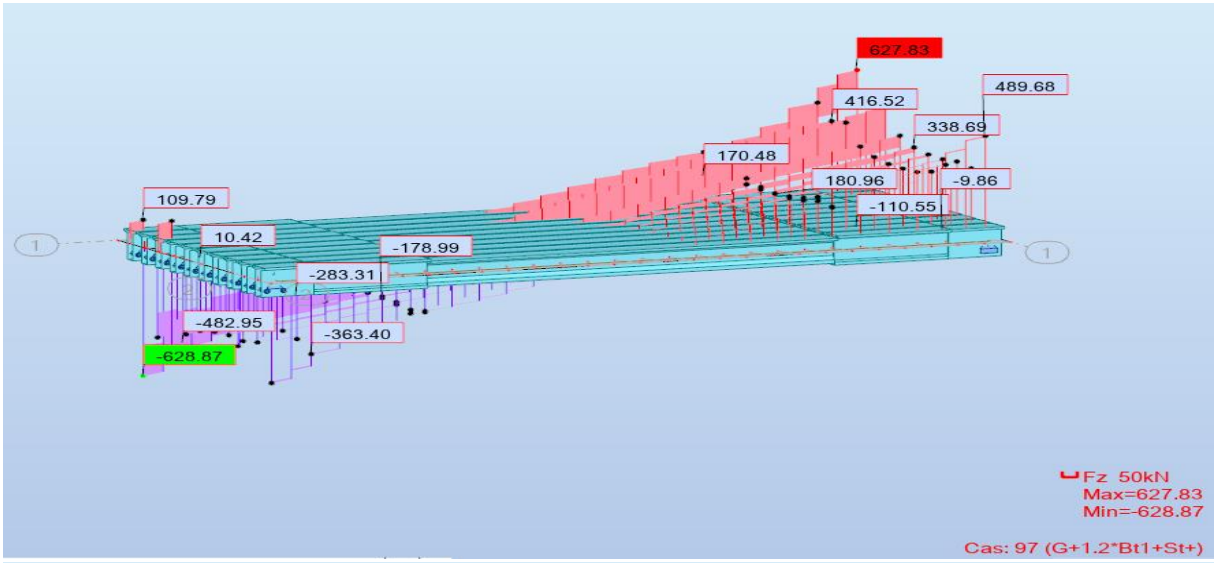


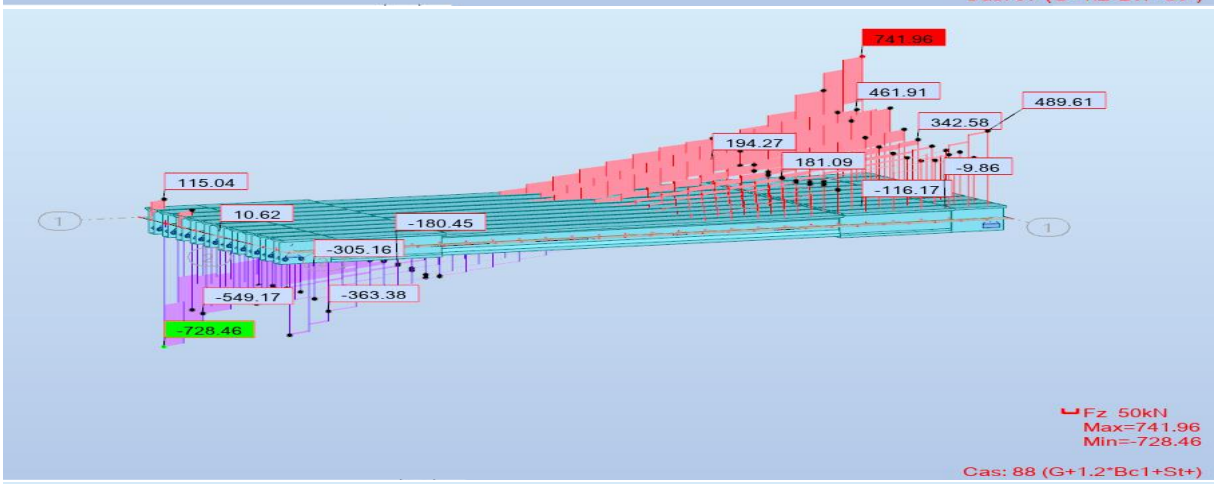
2. DIAGRAMME D'EFFORT TRANCHANT

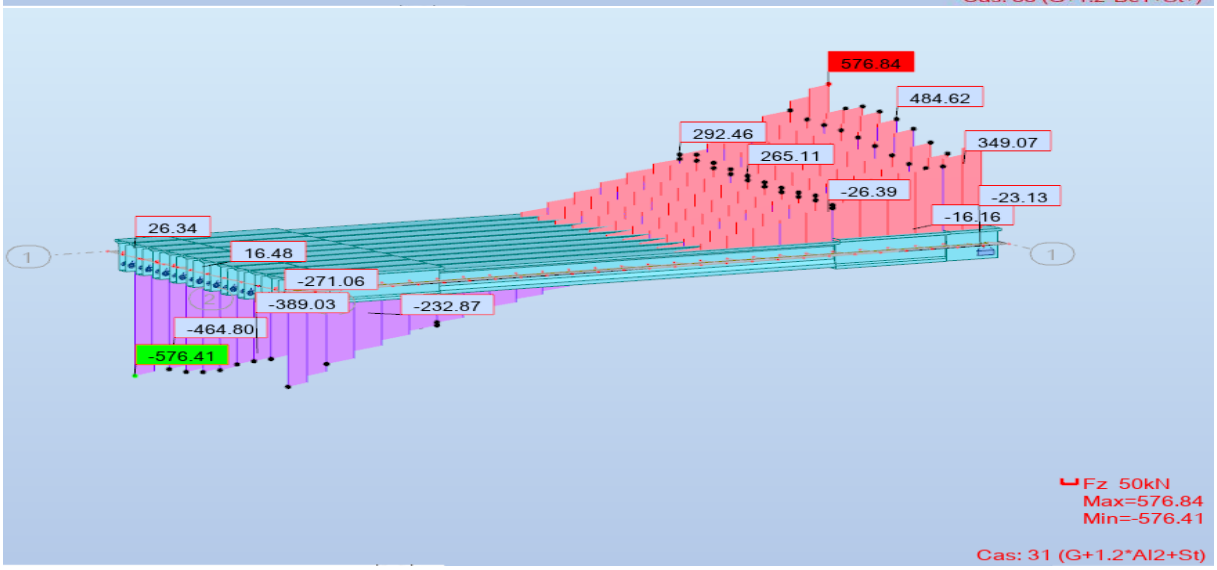
- **A l'ELS**





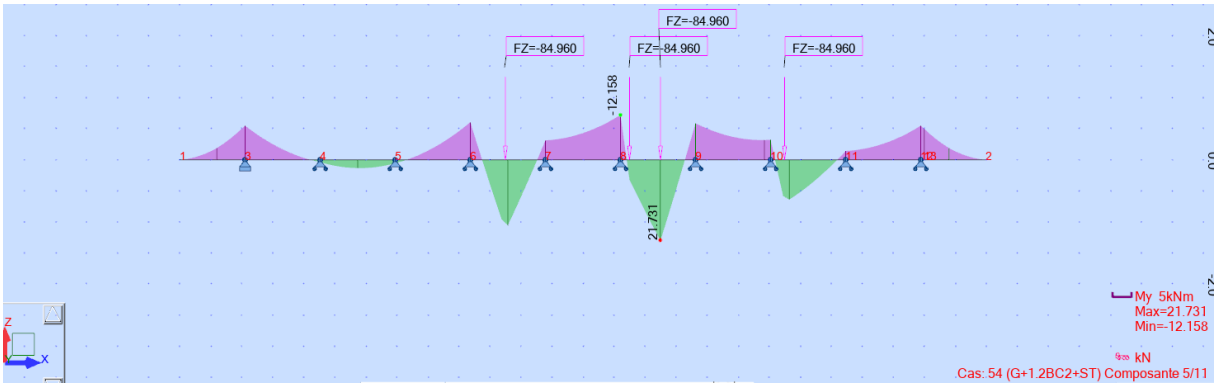

627.83
489.68
416.52
338.69
170.48
180.96
-9.86
-110.55
109.79
10.42
-178.99
-283.31
-482.95
-363.40
-628.87
Fz 50kN
Max=627.83
Min=-628.87
Cas: 97 (G+1.2*Bt1+St+)

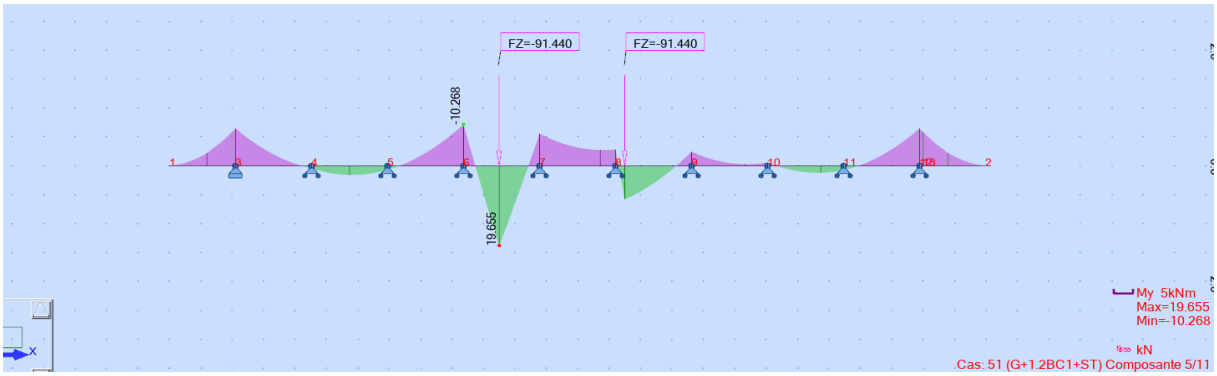

741.96
461.91
489.61
342.58
194.27
181.09
-9.86
-116.17
115.04
10.62
-180.45
-305.16
-549.17
-363.38
-728.46
Fz 50kN
Max=741.96
Min=-728.46
Cas: 88 (G+1.2*Bc1+St+)

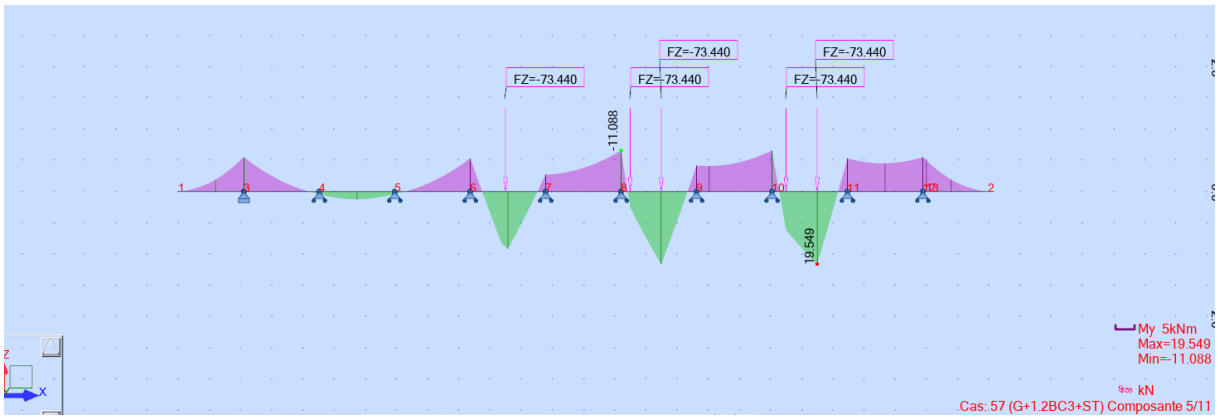

576.84
484.62
292.46
349.07
265.11
-26.39
-23.13
-16.16
26.34
16.48
-271.06
-389.03
-232.87
-464.80
-576.41
Fz 50kN
Max=576.84
Min=-576.41
Cas: 31 (G+1.2*Al2+St)

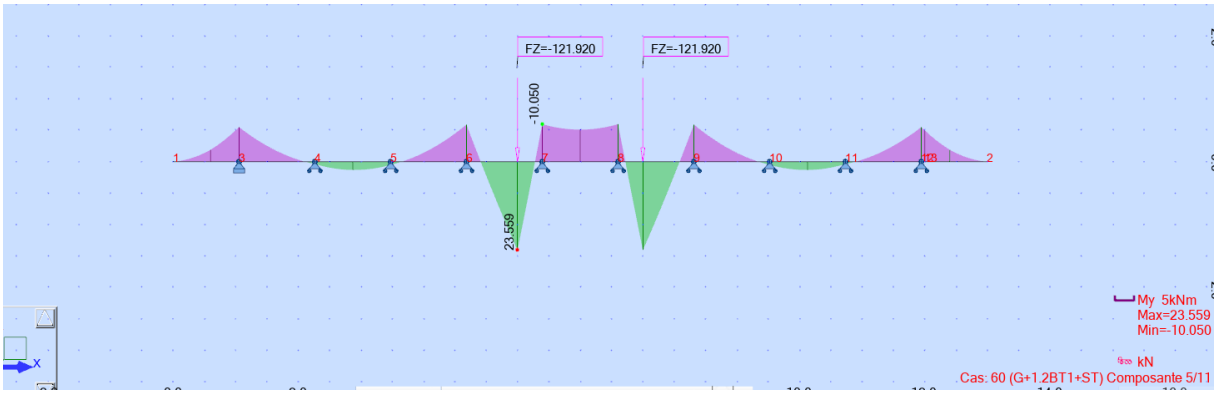
DIAGRAMMES DES MOMENT DU AU COMBINAISON DE LA DALLE

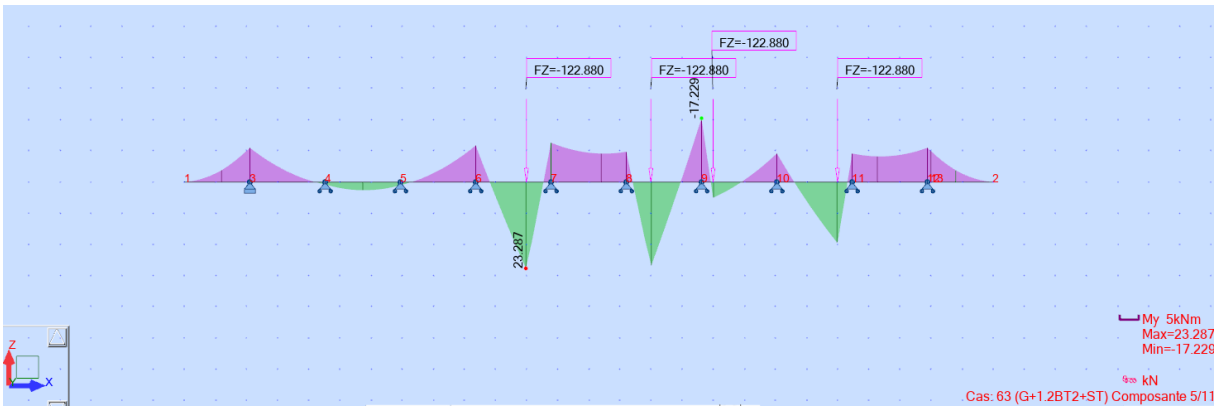
A L'ELS :

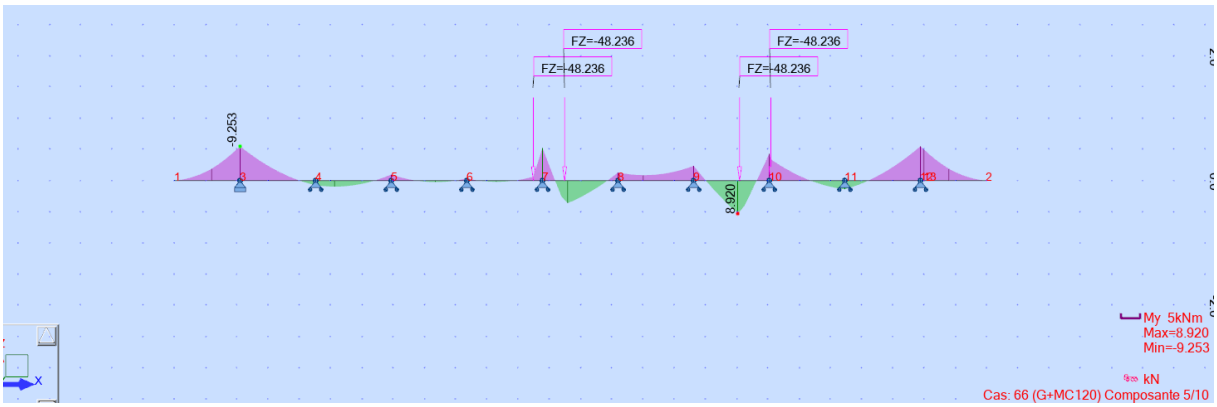


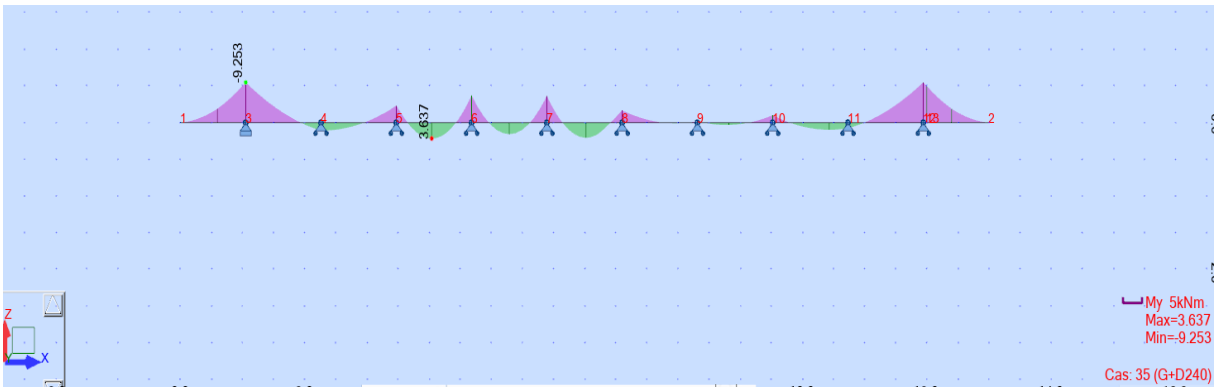


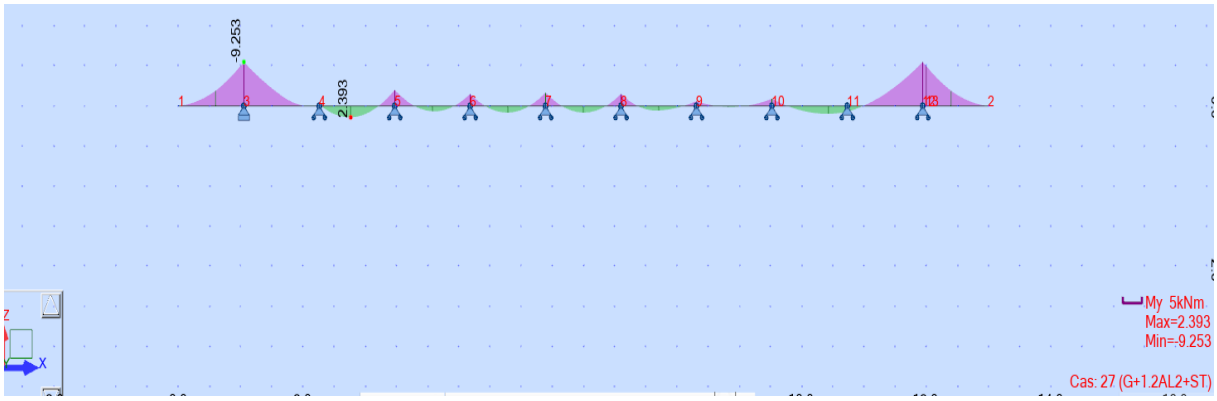


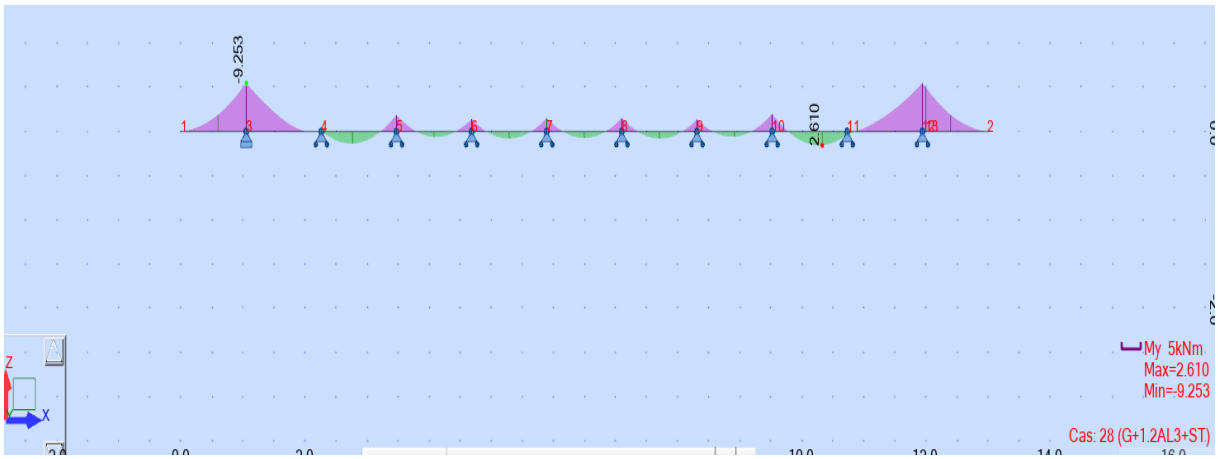



FZ=-122.880
FZ=-122.880
FZ=-122.880
FZ=-122.880
-17.229
23.287
My 5kNm
Max=23.287
Min=-17.229
kN
Cas: 63 (G+1.2BT2+ST) Composante 5/11

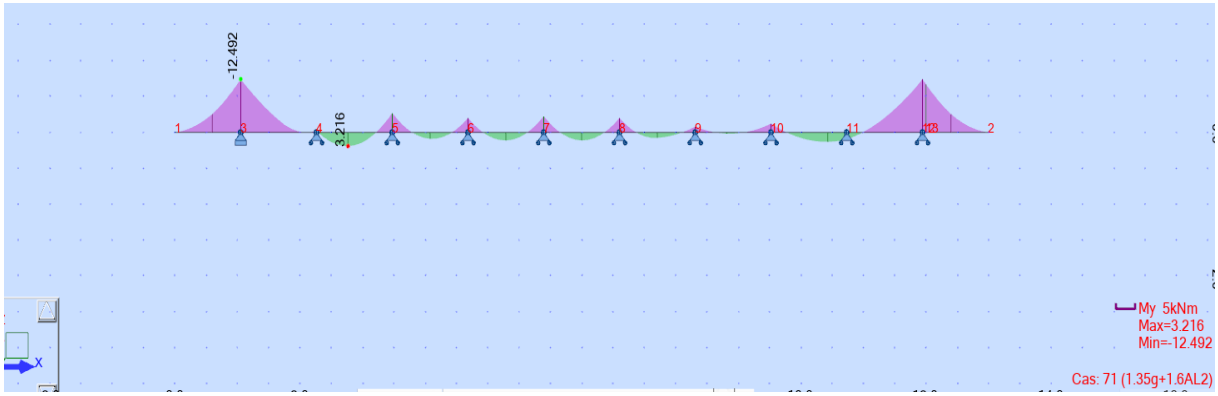

FZ=-48.236
FZ=-48.236
FZ=-48.236
FZ=-48.236
-9.253
8.920
My 5kNm
Max=8.920
Min=-9.253
kN
Cas: 66 (G+MC120) Composante 5/10

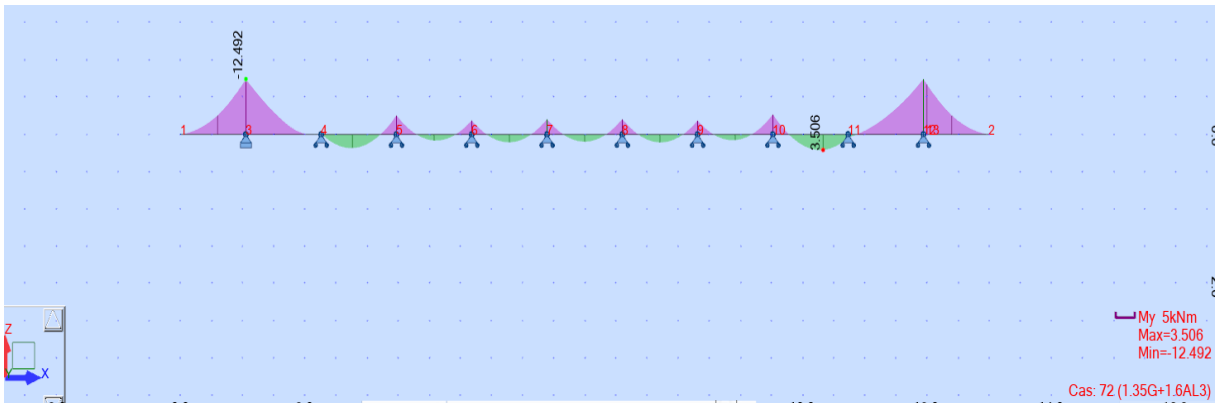

-9.253
3.637
My 5kNm
Max=3.637
Min=-9.253
Cas: 35 (G+D240)

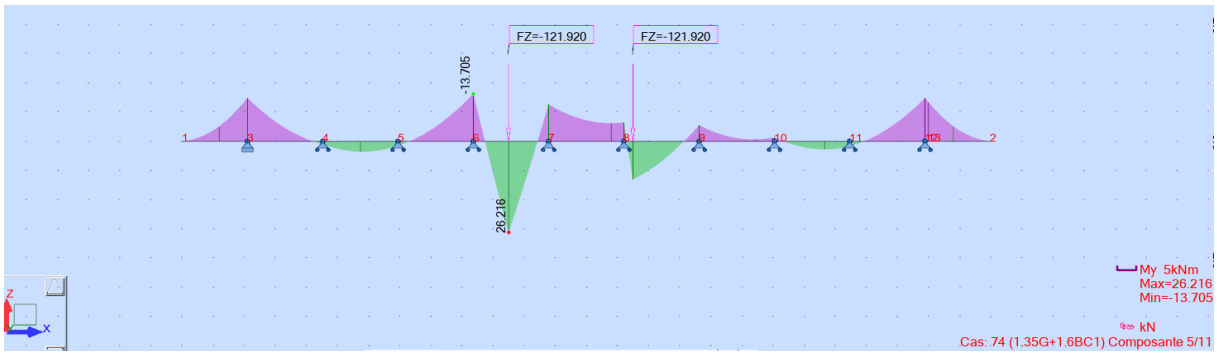

-9.253
2.393
My 5kNm
Max=2.393
Min=-9.253
Cas: 27 (G+1.2AL2+ST)

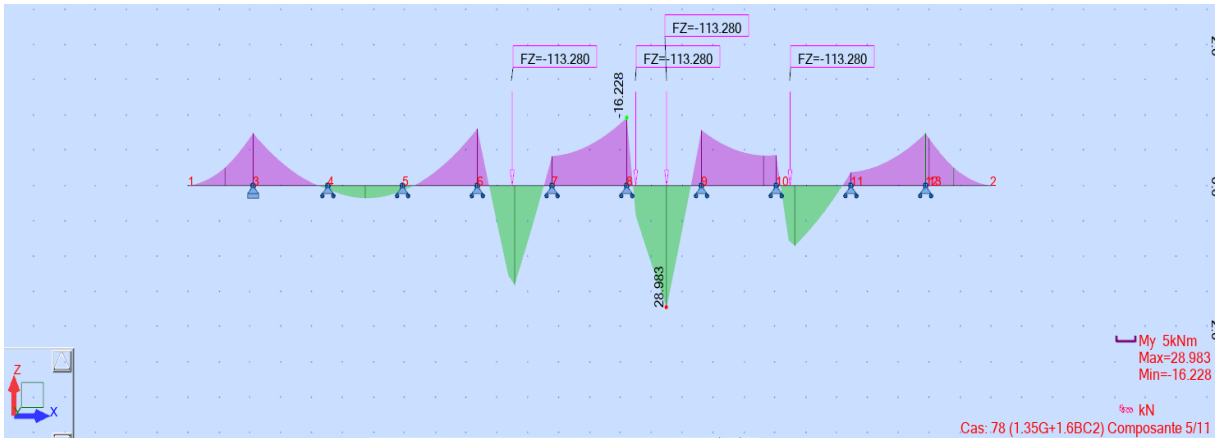

-9.253
2.610
My 5kNm
Max=2.610
Min=-9.253
Cas: 28 (G+1.2AL3+ST)

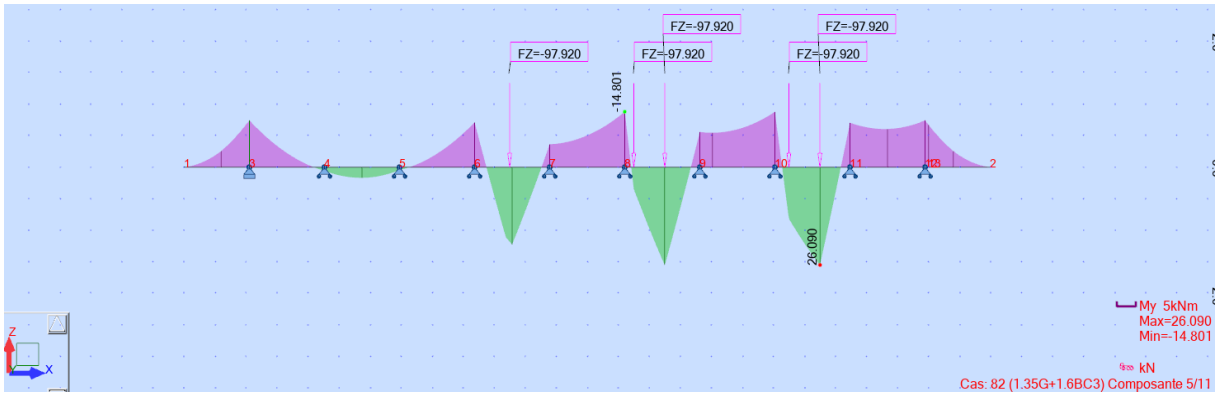
A L'ELU :

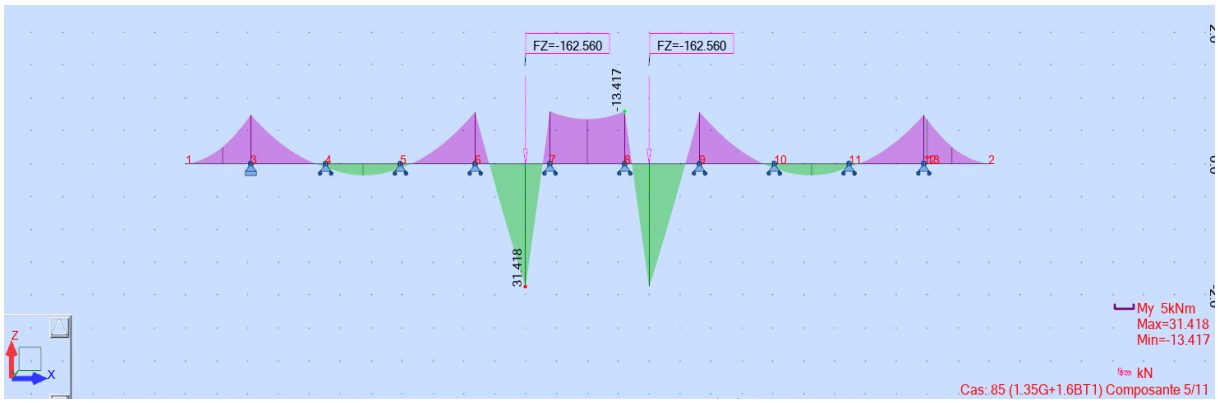

-12.492
3.216
My 5kNm
Max=3.216
Min=-12.492
Cas: 71 (1.35g+1.6AL2)

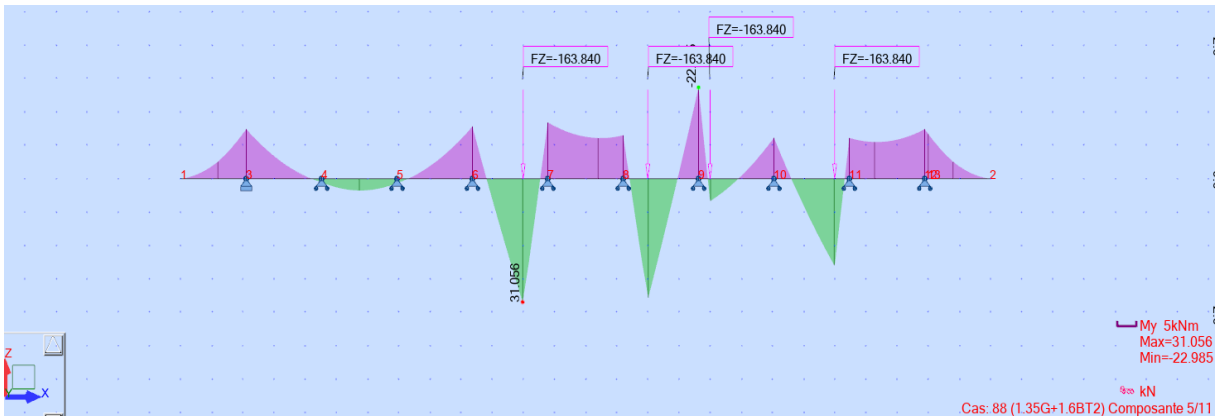

-12.492
3.506
My 5kNm
Max=3.506
Min=-12.492
Cas: 72 (1.35G+1.6AL3)

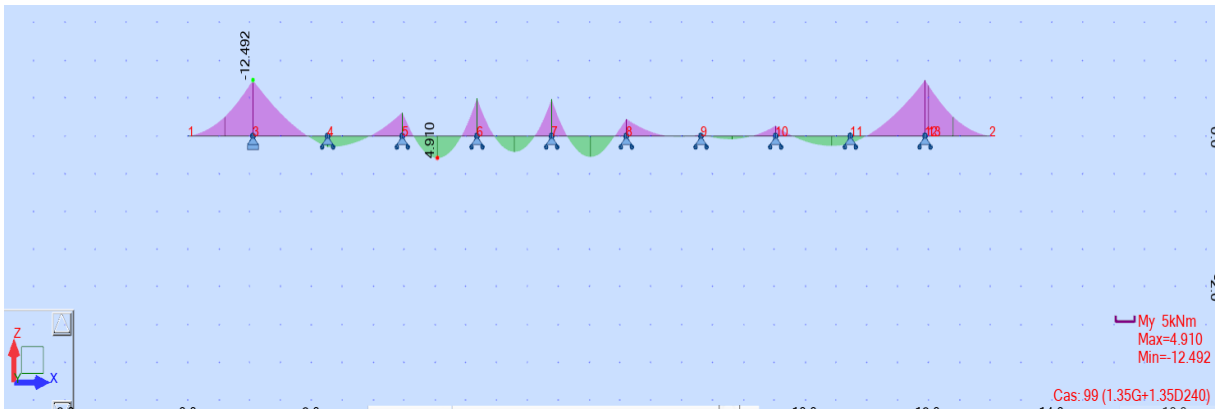

FZ=-121.920
FZ=-121.920
-13.705
26.216
My 5kNm
Max=26.216
Min=-13.705
kN
Cas: 74 (1.35G+1.6BC1) Composante 5/11

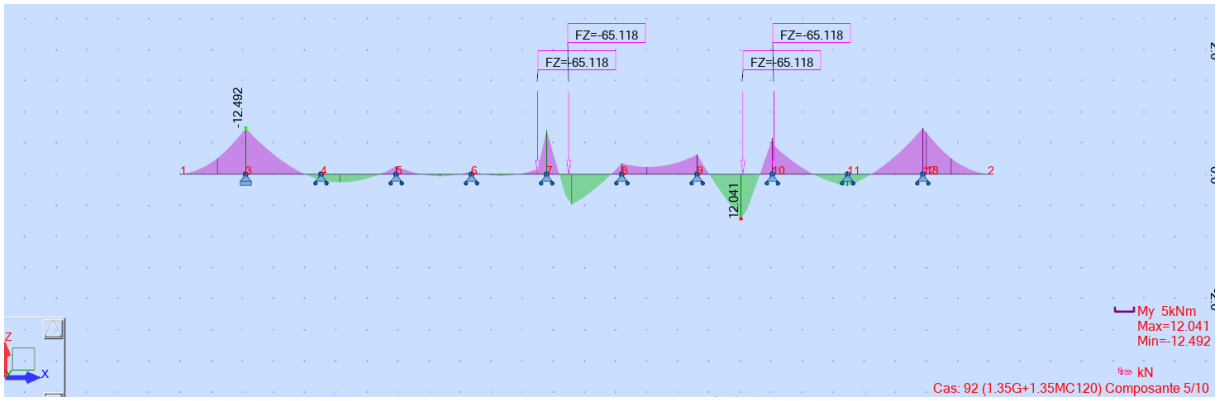

FZ=-113.280
FZ=-113.280
FZ=-113.280
FZ=-113.280
-16.228
28.983
My 5kNm
Max=28.983
Min=-16.228
kN
Cas: 78 (1.35G+1.6BC2) Composante 5/11


FZ=-97.920
FZ=-97.920
FZ=-97.920
FZ=-97.920
-14.801
26.090
My 5kNm
Max=26.090
Min=-14.801
kN
Cas: 82 (1.35G+1.6BC3) Composante 5/11


FZ=-162.560
FZ=-162.560
-13.417
31.418
My 5kNm
Max=31.418
Min=-13.417
kN
Cas: 85 (1.35G+1.6BT1) Composante 5/11

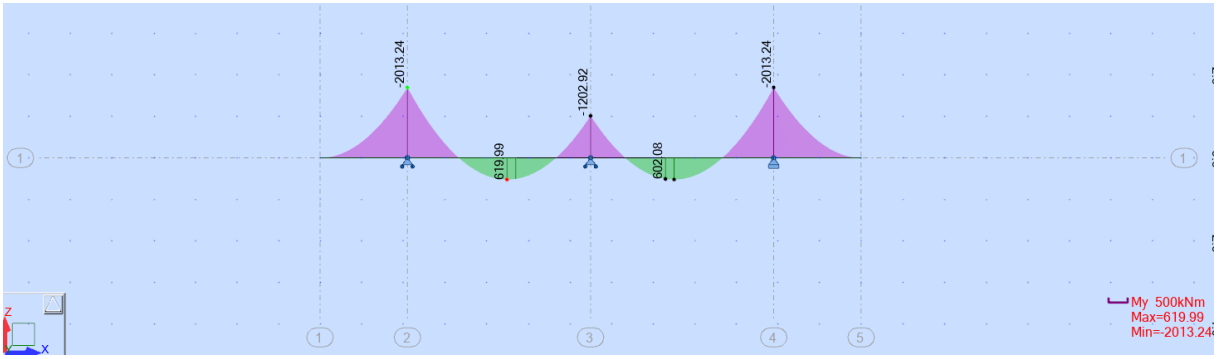

FZ=-163.840
FZ=-163.840
FZ=-163.840
FZ=-163.840
-22.985
31.056
My 5kNm
Max=31.056
Min=-22.985
kN
Cas: 88 (1.35G+1.6BT2) Composante 5/11


-12.492
4.910
My 5kNm
Max=4.910
Min=-12.492
Cas: 99 (1.35G+1.35D240)

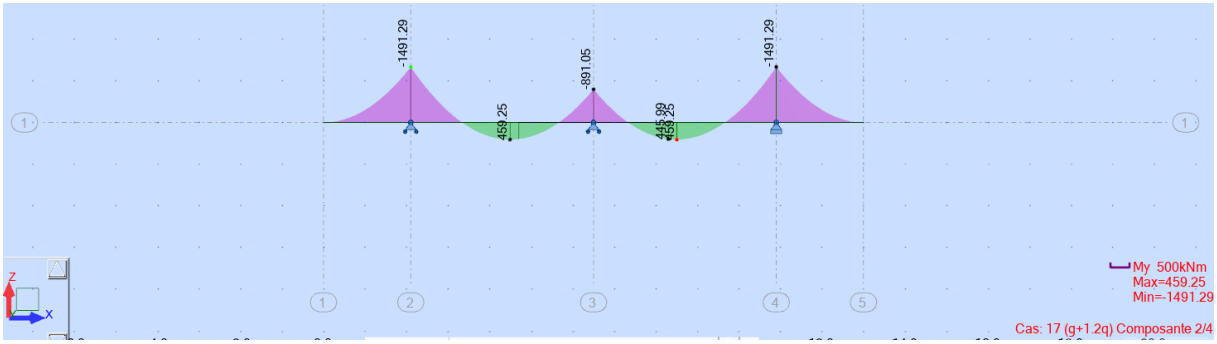

FZ=-65.118
FZ=-65.118
FZ=-65.118
FZ=-65.118
-12.492
12.041
My 5kNm
Max=12.041
Min=-12.492
kN
Cas: 92 (1.35G+1.35MC120) Composante 5/10

DIAGRAMMES DES MOMENT DU AU COMBINAISON DE LA CHEVETRE

A L'ELU :



A L'ELS :



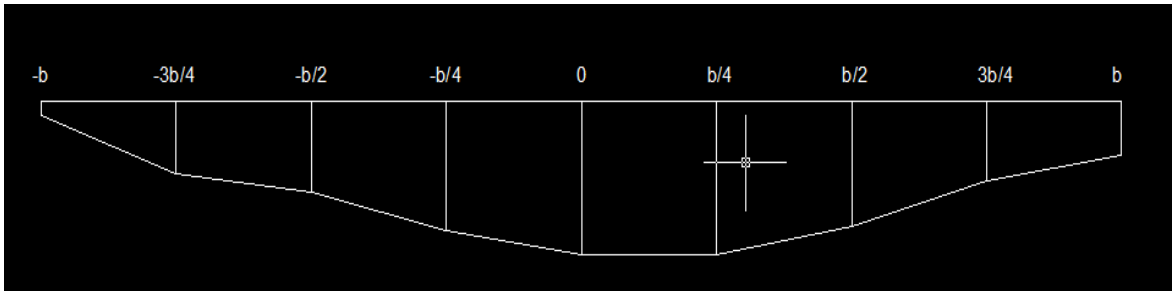
Théta=0.69	Alfa=0=> K0								
Y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0528	0.56158	1.05688	1.47746	1.67144	1.47746	1.05688	0.56158	0.0528
b/4	-0.3417	0.12008	0.58924	1.06054	1.47746	1.6923	1.54744	1.20602	0.81512
b/2	-0.5132	-0.1742	0.18332	0.58924	1.05688	1.54744	1.93036	2.05764	2.08038
3b/4	-0.5798	-0.3895	-0.1742	0.12008	0.56158	1.20602	2.05764	3.0137	3.90672
b	-0.6163	-0.5798	-0.5132	-0.3417	0.0528	0.81512	2.08038	3.90672	6.16388
Théta=0.786	Alfa=1=> K1								
Y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7161	0.83728	0.99314	1.16832	1.26884	1.16832	0.99314	0.83728	0.7161
b/4	0.49042	0.599	0.7466	0.94482	1.16832	1.32092	1.27624	0.35834	1.04984
b/2	0.34382	0.43492	0.56212	0.7466	0.99314	1.27624	1.5019	1.54458	1.52106
3b/4	0.25056	0.32664	0.43492	0.599	0.83728	1.15834	1.54458	1.91276	2.14662
b	0.18598	0.25056	0.34382	0.49042	0.7161	1.04984	1.52106	2.14662	2.89844

Tableau 1 : valeurs de K0 et K1 pour θ = 0.69

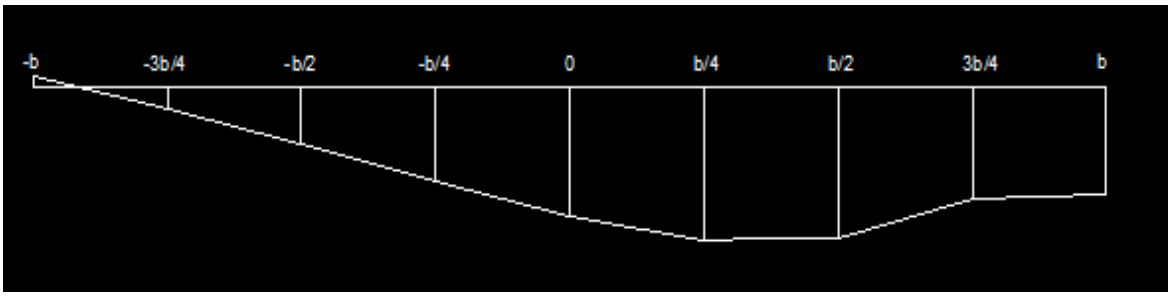
Théta=0.69	Alfa=0,153								
Y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.2651	0.6498	1.0365	1.3785	1.5426	1.3785	1.0365	0.6498	0.2651
b/4=0,25	-0.075	0.2733	0.6396	1.0235	1.3785	1.5735	1.4607	0.9348	0.8902
b/2=0,5	-0.239	0.0207	0.3045	0.6396	1.0365	1.4607	1.7933	1.8935	1.9014
3b/4=0,75	-0.314	-0.160	0.0207	0.2733	0.6498	1.1908	1.8935	2.6614	3.3435
b=1	-0.359	-0.314	-0.239	-0.075	0.2651	0.8902	1.9014	3.3435	5.1189

Tableau 2 : valeurs de Kalpha pour θ = 0.69 et α = 0,153

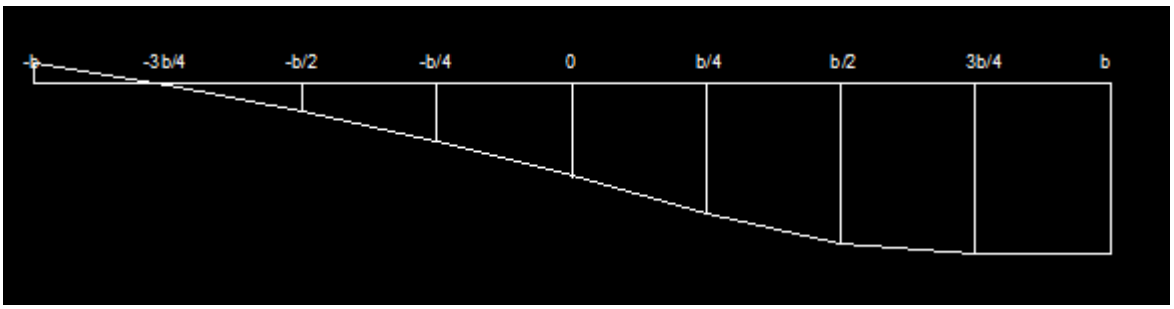
Ligne d'influence de K*α *de la poutre 6 :



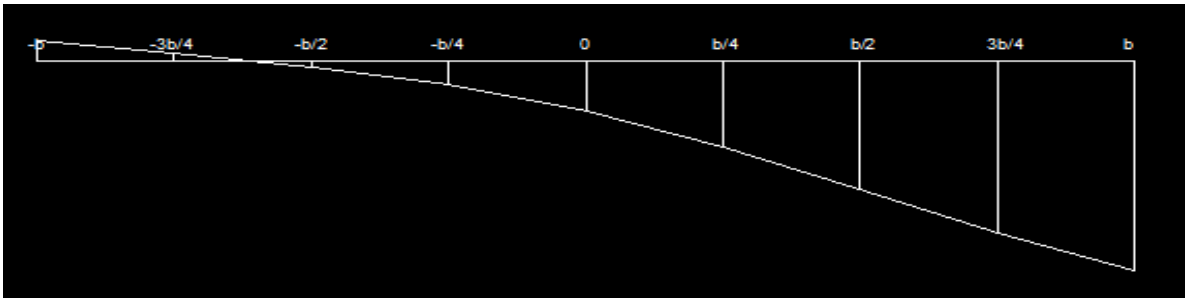
Ligne d'influence de K*α *de la poutre 7 :



Ligne d'influence de Kα de la poutre 8 :



Ligne d'influence de Kα de la poutre 9 :



Ligne d'influence de Kα de la poutre 10 :

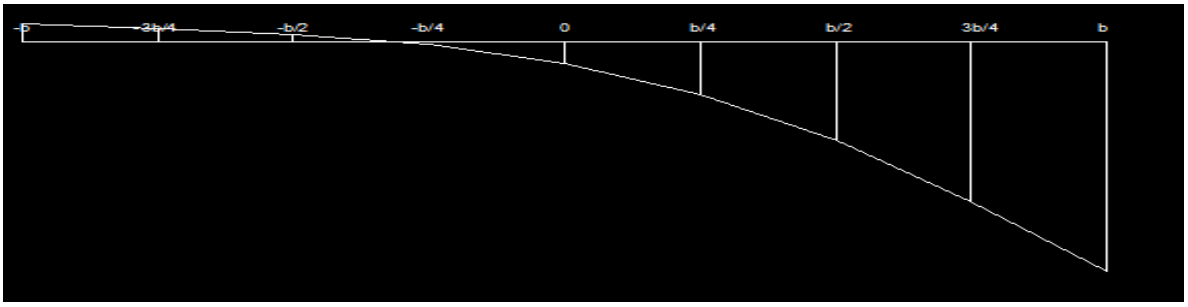


Tableau 3 : Valeur Kalpha pour une voie chargée.

	S (surface)	L (largeur chargée)	Kαmoy
P06	3.2455	3.33	0.9746
P07	4.3922	3.33	1.3190
P08	6.0635	3.33	1.8209
P09	7.3445	3.33	2.2056
P10	8.5315	3.33	2.5620

Tableau 4 : Valeur Kalpha pour deux voie chargée.

	S (surface)	L (largeur chargée)	Kαmoy
P06	8.0183	6.66	1.2134
P07	8.9302	6.66	1.3409
P08	9.9750	6.66	1.4978
P09	10.4181	6.66	1.5643
P10	10.7319	6.66	1.6114

Tableau 5 : Valeur Kalpha pour MC120

	S (surface)	L (largeur chargée)	Kαmoy
P06	2.2624	2	1.1312
P07	2.6605	2	1.3302
P08	3.2543	2	1.6271
P09	3.6249	2	1.8124
P10	3.945	2	1.9725

Tableau 6 : Valeur Kalpha pour D240

	S (surface)	L (largeur chargée)	Kαmoy
P06	3.4374	3.2	1.0450
P07	4.4080	3.2	1.3775
P08	5.6957	3.2	1.7799
P09	6.4949	3.2	2.2029
P10	7.1574	3.2	2.2366

Poutre 06 :

- B_{c1file} : n=2 K1= 1.1400 et K2 = 0.6466

$K_{\alpha moy}$ = 0.8933

- B_{c2file} : n=4 K1= 1.1400, K2= 0.6466, K3= 1.4770 et K4= 1.2554

$K_{\alpha moy}$ = 1.1297

Poutre 07 :

- B_{c1file} : n=2 K1= 1.1105, et K2 = 1.4676

Kαmoy = 1.289

- B_{c2file} : n=4 K1= 1.1105, K2= 1.4676, K3= 1.5315et K4= 1.4295

Kαmoy = 1.3848

Poutre 08 :

- B_{c1file} : n=2 K1= 1.8935, et K2 = 1.8082

Kαmoy= 1.8509

- B_{c2file} : n=4 K1= 1.8935, K2= 1.8082 K3= 1.7328, et K4= 1.2432,

Kαmoy= 1.6694

Poutre 09 :

- B_{c1file} : n=2 K1= 2.7656, et K2 = 1.9678

Kαmoy= 2.3667

- B_{c2file} : n= K1= 2.7656, et K2 = 1.9678, K3= 1.7591, et K4= 0.9838,

Kαmoy= 1.8691

Poutre 10 :

- B_{c1file} : n=2 K1= 3.7010, et K2 = 2.0726,

Kαmoy= 2.8868

- B_{c2file} : n= 4 K1= 3.7010, K2 = 2.0726, K3= 1.7368, et K4= 0.7123,

Kαmoy= 2.0557

Évaluation des efforts :

Charges permanentes :

Poids propre d'une poutre : 413.80 KN
Poids de la dalle = 2275 KN
CCP = 886.8 KN

L_{poutre} =	**28**	m
Le porté =	**27**	m
Nbr poutres =	**10**	m
Épaisseur dalle =	**0.25**	m
Largeur dalle =	**13**	m

G_{Total} =	21847.26	KN

Réactions max des appuis au niveau de la pile et de la culée :

Charge	Culée	Pile
R_g	3649.90	7299.80
$R_{(Al)}$	1494.99	2009.40
R_{bc}	1382.02	1548.27
R_{Mc120}	1078.18	1149.84
R_{D240}	1617.78	2040.00

Calcul sismique / Selon RPOA :

- **Détermination de la raideur longue de la structure :**

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m^4)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	12.04	1.5	0.248	3	42.27
P2	10.2	1.5	0.248	3	69.51
$K_{a\text{-}app}$ =	1.94	(MN/m)			

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	$K_{app(appuis)}$ (MN/m)
P1	42.27	1.94	20	20.22
P2	69.51	1.94	20	24.89

Culées	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appui} (MN/m)			
C1	1.94	10	19.38			
C2	1.94	10	19.38	K_{lon} =	**83.88**	(MN/m)

Détermination des actions longitudinales :

Classification de l'ouvrage : Groupe 2 (ouvrage trés important)
Zone sismique classée (zone II.a)
D'ou A : coefficient d'accélération de zone soit : A =0,20

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$Sae(T,\varepsilon) = \begin{cases} AgS\,(1+\frac{T}{T1}(2.5n-1)) & 0 \le T \le T1 \\ 2.5\eta AgS & T1 \le T \le T2 \\ 2.5\eta AgS(\frac{T_2}{T2}) & T2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\,(\frac{3T_2}{T^2}) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :
A : coefficient d'accélération de zone soit A = 0,20
S : coefficient de site S = 1,10
T1 et T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site soit,
T1 = 0,15s et T2 = 0,40s pour un site S2

η : Facteur de correction d'amortissement soit :**η = 1**

- **Évaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée :**

$T = 2 \times \pi\sqrt{M/K}$ T = 1.01 s

- **Évaluation des forces statiques équivalentes du tablier :**

T = 1.02 s

T2 < T < 3,00 s ➔ Sa (T ; ξ) = $2.5\ \eta AgS(\frac{T_2}{T2})$ ➔ Sa = 2.13 m/s².

- **Effort total :**

FL = M_T× Sa (T) ➔ F_{long} = 2.13 × 2 184.73 ➔ FL = 4 649.82 KN.

- **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F$ $\quad d_{L(tablier)} = (\frac{T}{2\pi})^2 Sa$

d_{long} = 0,055 m

- **Composante Transversale :**

- **Détermination de la raideur trans de la structure :**

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	12.04	69.17	3923.46
P2	10.2	69.17	6452.81

$K_{a\text{-}app}$ = 1.94 (MN/m)

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

Appui	Kpile (MN/m)	M Kg	T s	s_a m/s²	Fi KN
P1	38.39	961 826.19	0.99	2.17	2 087.22
P2	38.54	949 639.06	0.99	2.19	2 077.94
C1/C2	19.38	364 990.00	0.86	2.50	913.65

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1074.59	913.65	0	1 348.68	1 236.03	596.47
P1	1120.96	2 087.22	0	1 747.12	2 423.51	962.45
P2	1379.69	2 077.94	0	2 003.07	2 491.85	1 037.29
C2	1074.59	913.65	0	1 348.68	1 236.03	596.47

Étude sismique des piles :

- **Évaluation des efforts :**

Dés	**N (MN)**	**V_L (MN)**	**V_T(MN)**	**l_{FV}/o (x/o)**	**l_{FH}/O/a (y/a,o)**	**M_{FV}/l_o**	**M_{FHL}/l_o**	**M_{FHT}/l_o**
Pile (chevêtre+futs)	1.07	1.68	0.86	0.00	6.02	0.00	10.1	5.16
Séisme tablier	0.96	1.75	2.42	0.00	12.04	0.00	21.04	29.18

Détermination des efforts sismiques :

	EL	**ET**	**EV**	**E_4**	**E_5**	**E_6**
V_L (MN)	2.71	1.01	1.01	2.14	0.44	0.44
V_T(MN)	0.77	2.57	0.77	0.77	2.57	0.77
M_L	12.32	33.06	12.32	5.48	26.22	5.48
M_T	8.89	29.63	8.89	8.89	29.63	8.89
N (MN)	11.26	11.26	12.26	10.39	10.39	9.39

Détermination le nombre du pieux :

R_3 = $(N/n)-\{Myi /\sum yi^2\}$

R_1 = $(N/n)+\{Myi /\sum yi^2\}$

N=	**8**		
Y1=	2	nbre de pieux par file	4
Y2=	-2	nbre de pieux par file	4

Rmax (KN)	**2320**	**3820**	**2450**	**1720**	**3220**	**1590**
Rmin (KN)	**550**	**-950**	**680**	**930**	**-570**	**800**

Étude de fut :

Géométrie :

	H(m)	B(m)	L(m)
Chevetre	**1.80**	**2.60**	**13.00**

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	12.04	3	1.50

Désig	**N (KN)**	**H (KN)**	**l_{FV}/o (x/o)**	**l_{FH}/O/a (y/a,o)**	**M_{FV}/l_o**	**M_{FH}/l_o**
Fûts	1595.73	/	0.00	6.02	0.00	
Chevetre	1521.00	/	0.00	12.94	0.00	
G Tablier	7299.80	/	0.00	13.84	0.00	
Hf+r	/	215.90	/	13.84		2988.00
HT°	/	97.15	/	13.84		1344.60
Somme	10416.53	313.05	/	/	0.00	4332.60

(Al)	2009.40	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1548.27	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1149.84	/	0.00	/	0.00	/
D240	2040.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	142.52	/	13.84	/	1972.42
Bc	/	150.00	/	13.84	/	2076.00

- **Combinaison à ELS :**

	N	H	MH	MV	M
G	10416.53	274.19	3794.76	0.00	3794.76
G+1.2Al+ST	12827.82	445.21	6161.66	0.00	6161.66
G+1.2Bc+ST	12274.46	454.19	6285.96	0.00	6285.96
G+Mc120	11566.37	274.19	3794.76	0.00	3794.76
G+D240	12456.53	274.19	3794.76	0.00	3794.76

- **Combinaison à ELU :**

	N	H	MH	MV	M
1,35G	14062.32	378.90	5243.94	0.00	5243.94
1.35G+1.6Al+1.6ST	17277.36	606.92	8399.81	0.00	8399.81
1.35G+1.26B+1.6ST	16539.56	618.90	8565.54	0.00	8565.54
1.36G+1.35Mc120	16816.32	378.90	5243.94	0.00	5243.94
1.35G+1.35D240	14062.32	378.90	5243.94	0.00	5243.94

Étude de la culée :

- ## Étude Mur frontal :

Évaluation des efforts :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	2763.15	/	0.061	5.252	168.55215	/
DDT	444	/	1.3	10.08	577.2	/
Corbeau	40.5	/	1.284	9.717	52.002	/
MGG	403	/	0.902	9.586	363.506	/
Poids des T sur DDT	361.8	/	1.3	9.95	470.34	/
Poussée Mur Frontal	/	2367.298	/	-2.716667	/	-6431.159
Poussée DDT	/	10.01128	/	-0.18	/	-1.768659
Poussée Sur 10kN/m²	/	429.264	/	-5.42	/	-2326.611
Rg	3649.90	/	-0.05	/	-182.50	/
R(Al)	1494.99	/	-0.05	/	-74.75	/
Rbc	1382.02	/	-0.05	/	-69.10	/
RMc120	1078.18	/	-0.05	/	-53.91	/
RD240	1617.78	/	-0.05	/	-80.89	/

Hf+r	/	107.95	/	-8.34	/	-900.29
HT°	/	48.58	/	-8.34	/	-405.13
Frein Al	/	142.52	/	-8.34	/	-1188.58
Frein Bc	/	150.00	/	-8.34	/	-1251.00

Combinaison :

à L'ELS

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	$\sum M$ (KN.m)
G+0.6T	7662.35	2514.40	-7576.29	1449.11	-6127.19
G++0.6T+1.2Q	7662.35	3029.52	-10368.23	1449.11	-8919.12
G+0.6T+1.2A(I)+ST	9456.34	2685.42	-9002.59	1359.41	-7643.18
G+0.6T+1.2Bc+ST	9320.77	2694.403	-9077.49	1366.18	-7711.31
G+0.6T+Mc120	8740.53	2514.40	-7576.29	1395.20	-6181.10
G+0.6T+D240	9280.13	2514.40	-7576.29	1368.22	-6208.08

à L'ELU

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	$\sum M$ (KN.m)
1.35G+0.9T	10344.17	3398.82	-10264.46	1956.29	-8308.16
1.35G++0.9T+1.6Q	10344.17	5275.22	-17579.59	2640.99	-14938.60
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	16356.62	4816.43	-15758.75	2521.39	-13237.35
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	16175.86	4828.40	-15858.62	2530.43	-13328.18
1.35G+0.9T+1.35Mc120	15420.18	3398.82	-10264.46	2568.22	-7696.24
1.35G+0.9T+1.35D240	16148.63	3398.82	-10264.46	2531.79	-7732.66

FERRAILLAGE DE L'HOURDIS

1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI) :

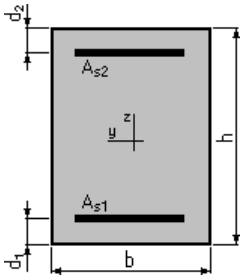
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	22.98	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	12.16	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 3.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.5 (cm2)		
Théorique	ρ = 0.17 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0.17 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 22.98 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.29 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 0.8 (cm)

Bras de levier : Z = 19.7 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0.43 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= 12.16 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1.33
Position de l'axe neutre : y = 4.1 (cm)
Bras de levier : Z = 18.6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1.2 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 10.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

2. FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI- TRAVEE) :

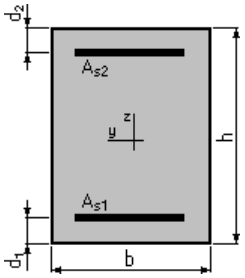
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton : fc28 = 40.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	31.42	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	23.56	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 5.1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.5 (cm2)		
Théorique	ρ = 0.26 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0.17 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 31.42 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.39 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 1.2 (cm)
Bras de levier : Z = 19.5 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0.66 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 23.56 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 4.8 (cm)
Bras de levier : Z = 18.4 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2.2 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 19.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

1. FERRAILLAGE DES FUTS :

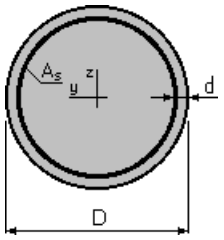
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 150.0 (cm)
d = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	3752.10	11020.35	0.00
2.	ELS	4379.25	2095.32	0.00
3.	ELU	5900.60	2855.18	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 374.7 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 35.3 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 883.6 (cm2)
théorique ρ = 2.12 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 3752.10 (kN) M_y = 11020.35 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 53.9 (cm)
Bras de levier: Z = 117.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 5.77 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s =500.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 4379.25 (kN) M_y = 2095.32 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2.47
Position de l'axe neutre: y = 98.5 (cm)
Bras de levier: Z = 102.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 44.1 (MPa)
comprimée: σ_s' = 91.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELU **N = 5900.60 (kN)** **M_y = 2855.18 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.15 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 100.1 (cm)
Bras de levier: Z = 96.7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.49 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s =298.1 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

2. ETUDE DE CHEVETRE

- **FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)**

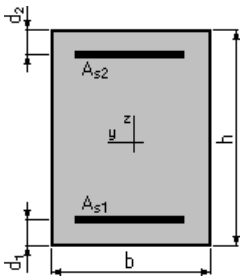
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 260.0 (cm)
h = 180.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	2013.24	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	1491.29	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 45.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 45.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 2013.24 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.70 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.2 (cm)
Bras de levier: Z = 172.5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 1491.29 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.26
Position de l'axe neutre: y = 27.8 (cm)
Bras de levier: Z = 165.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 14.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

- **FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI- TRAVEE)**

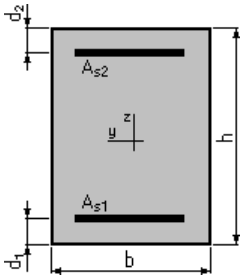
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 260.0 (cm)
h = 180.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	619.99	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	459.25	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 45.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 45.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 619.99 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.50 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.2 (cm)
Bras de levier: Z = 172.5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 459.25 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.11
Position de l'axe neutre: y = 27.8 (cm)
Bras de levier: Z = 165.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 4.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

ETUDE DE LA CULEE

1. FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL :

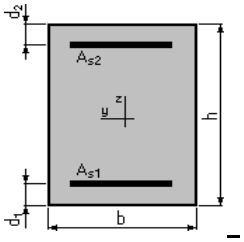
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100.0 (cm)
h = 130.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1258.20	-592.02
2.	ELS	727.41	-686.09

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 13.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 13.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 26.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 650.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1258.20 (kN) M = -592.02 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.41 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 65.9 (cm)
Bras de levier: Z = 98.6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 3.14 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 727.41 (kN) M = -686.09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.26
Position de l'axe neutre: y = 35.0 (cm)
Bras de levier: Z = 113.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 23.2 (MPa)
comprimée: σ_s' = 39.5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

2. FERRAILLAGE DE MUR GARDE GREVE :

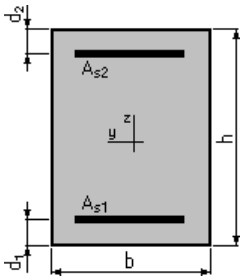
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	169.78	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	127.15	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12.3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4.6 (cm2)		
théorique	ρ = 0.27 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 169.78 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4.4	(cm)
Bras de levier:	Z = 43.2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.08	(‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 127.15 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.2 (cm)
Bras de levier: Z = 41.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

3. MUR EN RETOUR :

- **LE FERRAILLAGE HORIZONTAL**

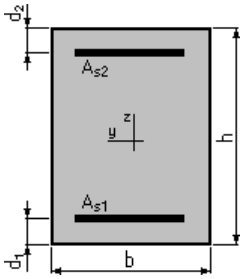
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 75.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	657.60	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 42.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 8.9 (cm2)		
théorique	ρ = 0.61 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 657.60 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 24.2 (cm)
Bras de levier: Z = 61.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

- **LE FERRAILLAGE VERTICAL**

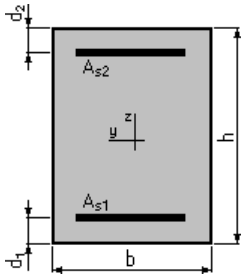
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 75.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	387.70	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 24.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 8.9 (cm2)		
théorique	ρ = 0.35 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 387.70 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 19.3 (cm)
Bras de levier: Z = 63.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

4. DALLE DE TRANSITION :

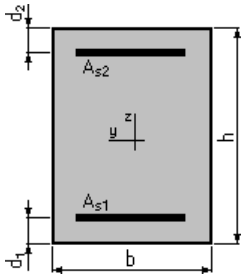
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	126.86	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	96.75	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 17.6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.71 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 126.86 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.3 (cm)
Bras de levier: Z = 22.5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.34 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 96.75 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 9.2 (cm)
Bras de levier: Z = 21.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue : σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)