République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة العليا الوطنية للأشغال العمومية

فرانسيس جونسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures De Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK 37+414 DE LA PENETRANTE TIZI-OUZOU

Présenté par :

SENANI HOUSSEM EDDINE RABAH

Encadré par :

Dr TAKI MOHAMED

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Arrivés au terme de ce modeste travail, nous tenons remercier ***ALLAH*** *le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience pour effectuer le présent travail dans les meilleures conditions.*

Nos vifs remerciements vont à notre promoteur Monsieur ***TAKI Mohamed****, de nous avoir encadré et dirigé tout le long de notre travail.*

Nous remercions notre ami et guide, l'ingénieur Monsieur ***BABAKHOUYA Youcef*** *pour son aide crucial et ses conseils tout le long de notre travail.*

A Monsieur ***DRIBINE SAED*** *le chef de section de l'ADA et* ***AHMED TARAK*** *l'ingénieur de control et suivi, de nous mettre à notre disposition la documentation nécessaire pour accomplir ce travail.*

Nos remerciements les plus sincères vont nos enseignants notamment Mr.BENREDOUANE Mr.HADID Mr.HEMMADI Mr.TOUNSI Mr.AMIOUR Mr.ZERGUI Mr.KARA Mme.MAHIAOUI Mme.BADAOUI qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions les membres de jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste Travail.

Enfin, nos remerciements vont à nos amis (es) de l'école ENSTP, et à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

A mes très chers parents

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 côtés 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 sœurs

Fatima, Nariman, Chahira, 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 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

BENGHALIA YOUCEF, MOKADEM OUSSAMA, SAKIMI ALI, DAOU HICHEM, DJEROUD RAYAN, ABASSE NADJIB, HARKAT AHMED, BADAOUI BILAL, AMARA MOHAMED, MAHFOUD IBRAHIM.

À toute la famille ENSTP :

Etudiants – Enseignants – Personnel administratif

À tous ceux que j'ai oublié.

ملخص

هذا العمل يهدف الى تصميم ودراسة جسر يدخل ضمن مشروع المخترق الذي يربط تيزي وزو بالطريق السريع شرق غرب جباحية بمسافة 48 كلم حيث قمنا باختيار 03 خيارات وقمنا باختيار الأحسن من بينها استنادا لمحلل متعدد المعايير اخترنا جسر العارضة سابقة الإجهاد.

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 37+414.

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 03 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 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 2014, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2013).

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 three (03) variants, and then the choice of the variant is based on multicriteria analysis, where we have chosen 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.

Liste Des Notations

IG : Inertie de la poutre par apport centre de gravité
ht : Hauteur total
IΔ : Inertie par apport a l'axe Δ
B : nette Section nette
V : Distance entre centre de gravité de la section considéré et la fibre supérieur
V' : Distance entre centre de gravité de la section considéré et la fibre inferieur
e0 : Excentrement du câble d' enrobage
ρ : Rendement mécanique d'une section
f cj : Résistance caractéristique a la compression du béton a J jours
ftj : Résistance caractéristique a la traction du béton a J jours
f prg : Contrainte de rupture garantie
f peg : Contrainte minimale d'élasticité
A (L) : Charge uniformément repartie
α1, α2 : Coefficient multiplicateur de système de charge A (L)
v : Largeur d'une voie
Bc : Camion type de 30t
Br : Roue isolée
Bt : tandem
Mc120 : Convoie militaire
D240 : Convoie exceptionnelle
δbc : Coefficient de majoration dynamique pour le système Bc
δMc120 : Coefficient de majoration dynamique pour le système Mc120
T0 : Effort revenant a chaque poutre
M0 : Moment revenant a chaque poutre
ɵ : Paramètre d'entretoisement
α : Paramètre de torsion
K α : Coefficient transversale
A p : Section d'un câble
G : Poids propre de tablier
L : Longueur d'une travée
PI : Précontrainte minimale en section sous critique
PII : Précontrainte minimale en section sur critique
σ t : Contrainte de traction du béton
M : min Moment minimal
M : max Moment maximal
M p : Moment due à la précontrainte
MG : Moment sous poids propre
M q : Moment sous exploitation
Φ : Diamètre des gaines
f : Frottement angulaire
ϕ : Frottement linéaire
g : Recul d'ancrage
ρ1000 : Relaxation des cables a 1000 heure
E a : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte

σP0 : Contrainte à l' origine
P0 : Force exercé par un câble
P : Force exercé par tous les câbles
n : Nombre de câble
σ sup : Contrainte dans la fibre supérieure de poutre
σ inf : Contrainte dans la fibre inférieure de poutre
σ max : Contrainte maximale de compression
σ min : Contrainte minimale de traction
e H : Espacement horizontal des câbles
C : Distance des câbles a la parois des poutres
α : L'angle de relevage du câble
T max : L'effort tranchant maximal
T min : L'effort tranchant minimal
τ : Effort cisaillement
Δσ frot : Perte due au frottement
Δσ P0 : Contrainte de tension a l'ancrage
Δσ recul : Perte due au recul d'ancrage
Δσ rac Perte due au raccourcissement du béton
Δσinstantané : Perte instantanée
Δσ relax Perte : due aux relaxations des aciers
Δσ défiré : Perte déféré de précontrainte
Δσ flu : Perte due au fluage
Ɛ r : Retrait totale du béton
K flu : Coefficient de fluage
Ei : Module déformation instantané
E v : Module déformation déféré
τ red : Contrainte tangentielle réduite
V red : Effort tranchant réduite
S : Moment statique
b n Epaisseur nette de l'âme
M ra : Moment résistant a la rupture de l'armature de précontrainte
M rb : Moment résistant a la rupture de béton
T G : Effort tranchant due poids propre
T P : Effort tranchant due au précontrainte
Δ l ma : x Déplacement total du au fluage retrait température
Δ t : Déplacement du au température
Δ flu : Déplacement du au fluage
Δ r : Déplacement du au retrait
ɵ : Rotation totale
ɵG : Rotation du au poids propre
ɵS : Rotation du au surcharge
ɵP : Rotation du au précontrainte
ftot : Flèche total
fG : Flèche due au poids propre
fP : Flèche due au précontraint
fc : Flèche de construction

HA(L) : Effet horizontal du au A(L)
H v : Effet horizontal du au vent
H Bc : Effet horizontal du au bc
σ ap : Contrainte de compression de l'appareil d'appuis
TN : Effort de cisaillement au niveau de frettage
H dap : Hauteur de l'appareil d'appuis
As : Section d'armature
A's : Section d'armature de construction
CSG : Coefficient de sécurité au glissement
CSR Coefficient de sécurité au renversement
T : Période propre
Kad : Coefficient de poussé
KH : Coefficient d'accélération sismique horizontal
K v : Coefficient d'accélération sismique vertical

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION : 10

I.1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 10

I.1.2 CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE : 10

I.1.3 TRACE EN PLAN : 10

I.1.4 PROFIL EN LONG : 11

I.2 PROFIL EN LONG. 11

I.2.1 PROFIL EN TRAVERS : 11

I.2.2 LES DONNEES : 11

I.2.2.1 SISMICITÉ DU SITE : 11

I.2.2.2 CLIMATOLOGIE : 12

I.2.2.3 RÉSULTATS DE TESTS DE LABORATOIRE : 12

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODCTION : 14

II.2 PRESENTATION ET PREDDIMENSIONNEMNT DES VARIANTES : 14

II.2.1 VARIANTE 01 : PONT A POUTRE PRECONTRAINTE TYPE VIPP 14

II.2.1.1 CONCEPTION LONGITUDINALE : 15

II.2.1.2 CONCEPTION TRANSVERSALE : 15

II.2.2 VARIANTE02 : PONT MIXTE BI-POUTRES : 17

II.2.2.1 CONCEPTION LONGITUDINALE : 17

II.2.2.2 CONCEPTION TRANSVERSALE ; 17

II.2.3 VARIANTE 3 PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF ET COULE SUR PLACE 20

II.2.3.1 CONCEPTION LONGITUDINALE 20

II.2.3.2 CONCEPTION TRANSVERSALE : 21

II.3 ANALYSE MULTICRITERES : 23

II.4 CONCLUSION : 25

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DES MATERIEUX

III.1 INTRODUCTION : 27
III.2 NORMES ET REGLE DE CALCUL : 27
III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX : 27
III.3.1 BETON : 27
III.3.1.1 RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION : 27
III.3.1.2 RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION : 28
III.3.1.3 MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINAL : 28
III.3.1.4 CONTRAINTE DE CALCUL A L'ELUR : 28
III.3.1.5 CONTRAINTE LIMITE DE SERVICE : 29
III.3.1.6 COEFFICIENT DE POISSON : 29
III.3.2 ACIERS : 29
III.3.2.1 ACIERS PASSIFS : 29
III.3.3 ACIERS ACTIFS : 30

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGE

IV.1 EVALUATION DES SOLLICITAION : 32
IV.1.1 ACTION PERMANANTES : 32
IV.1.1.1 COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES CCP : 32
IV.1.1.2 CHARGE PERMANENTE DE TABLIER : 32
IV.1.1.3 ACTION THERMIQUE : 33
IV.1.2 EVALUATION DES CHARGES DUES AU TRAFIC 33
IV.1.2.1 SYSTEME DE CHARGES A CONSIDERER : 33
IV.1.2.2 CARACTERISTIQUE DE PONT : 33
IV.1.2.3 SYSTEME DE CHARGE A : 34
IV.1.2.4 SYSTEME CHARGE B : 36
IV.1.2.5 SYSTEME BT : 39
IV.1.2.6 SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE : 41
IV.1.2.7 SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNEL D240 : 43
IV.1.2.8 EFFORT DE FREINAGE : 45

CHAPITRE V : Calcul de tablier

V.1 REPARTITION TRANSVERSLE DES MOMENT FLECHIASSANT (SELON GUYON MASSONET) 48

V.1.1 DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL : 48

V.1.1.1 MOMENT D'INERTIE A PRENDRE POUR LE CALCUL : 49

V.1.1.2 RIGIDITE FLEXIONNELLE DE LA DALLE : 49

V.1.1.3 RIGIDITE FLEXIONNELLE DE LA DALLE : 49

V.1.1.4 PARAMETRE D'ENTRETOISE : 49

V.1.1.5 CALCUL DE RIGIDITE TORTIONNAIRE DE LA POUTRE ET DE LA DALLE PAR UNITE DE LARGEUR : 50

V.1.1.6 PARAMETRE DE TORSION : 51

V.1.2 COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE POUR LE MOMENT(K) : 51

V.2 REPARTITION TRANSVRSALE (LOGICIEL ROBOT) : 56

V.2.1 INTRODUCTION 56

V.2.2 RESULTATS DES MOMENT FLECHISSANT : 56

V.3 ETUDE COMPARATIVE : 57

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1 INTRODUCTION : 59

VI.1.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTION : 59

VI.1.2 CALCUL DE LA PRECONTRAINTE : 60

VI.1.2.1 DETERMINATIO DE NOMBRE DE CABLE A MI TRAVEE : 61

VI.1.2.2 DETERMINATION DE NOMBRE DE CABLE A L'ABOUT : 61

VI.1.3 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE 62

VI.1.3.1 VERIFICATION DES CONTRAINTES AU 7EME JOURS (1^{1ERE} PHASE): 62

VI.1.3.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES AU 28 JOURS (2^{EME} PHASE): 63

VI.1.3.3 VERIFICATION DES CONTRAINTES APRES LA POSE DE LA DALLE (3^{EME} PHASE): 63

VI.1.3.4 VERFICATION DES CONTRAINTES EN SERVICE (4^{EME} PHASE): 63

VI.1.4 TRACER DES CABLES PRECONTRAINTS : 64

VI.1.4.1 PRINCIPE : 64
VI.1.4.2 TRACER DES CABLES : 64
VI.2 CALCUL DES PERTES : 67
VI.2.1 PERTE DE TENSION INSTANTANEE : 67
VI.2.1.1 PERTES PAR FROTEMMENT : 67
VI.2.1.2 PERTES DU AU RECUL D'ANCRAGE : 68
VI.2.1.3 PERTES PAR DEFORATION INSTANTANEE DU BETON : 68
VI.2.2 PERTES DIFFEREES : 69
VI.2.2.1 PERTES PAR RETERAIT : 69
VI.2.2.2 PERETES PAR FLUAGE : 70
VI.2.2.3 PERTES PAR RELAXATION : 70
VI.3 LES SECTION DE VERIFICATION : 71
VI.3.1 CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS : 71
VI.3.2 LIMITATION DES CONTRAINTES : 72
VI.4 EFFORT DE PRECONTRAINT P : 72
VI.4.1 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES : 73
VI.4.2 ARMATURES DES ZONE TENDUES : 75
VI.4.3 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TENGENTIELLES : 75
VI.5 JUSTIFICTION DE LA POUTRE A L'ELU : 76
VI.6 ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT : 77
VI.6.1 DETERMINATION DES DIMENSIONS DU PRISME : 78
VI.6.2 ZONE DE SURFACE : 78
VI.6.3 ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE : 78
VI.6.4 ZONE D'ECLATEMENT : 79
VI.6.5 FERRAILLAGE D'ECLATEMENT : 79
VI.6.6 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE : 80
VI.6.6.1 ARMATURE DE PEAU : 80
VI.6.6.2 FERRAILLAGE MINIMALE : 80

CHAPITRE VII : ETUDE HOURDIS

VII.1 INTRODUCTION : 82
VII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES : 82
VII.3 FLECHE MAXIMALE A L'ELS : 83
VII.4 ETUDE DE L'HOURDIS : 84

VII.4.1 GEOMETRIE DE L'HOURDIS : 84
VII.4.2 FERRAILLAGE : 86
VII.4.2.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI) : 86
VII.4.2.2 FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE) : 87
VII.5 VERIFICATION DE NON POINCENNEMENT : 87
VII.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES : 88
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE
VIII.1 INTRODUCTION : 90
VIII.2 CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA : 90
VIII.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE : 90
VIII.4 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE : 92
VIII.4.1 EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL : 92
VIII.5 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE TRANSVERSAL : 94
VIII.6 SEISME VERTICAL : 95
VIII.7 EFFORT DE L'ACTION SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION : 95
VIII.8 CONCLUSION : 96
CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENTS
IX.1 INTRODUCTION : 98
IX.2 CALCUL DES ROTIONS : 98
IX.2.1.1 ROTATION SOUS POIDS PROPRE : 98
IX.2.1.2 ROTATION D'APPUI SOUS L'EFFET DE LA PRECONTRAINTE : 98
IX.2.1.3 ROTATION SOUS SURCHARGE D240 : 98
IX.2.1.4 ROTATION TOTALE : 98
IX.3 CALCUL DES DEPLACEMENTS : 99
IX.3.1.1 DEPLACEMENT DU A UNE ROTATION D'APPUI : 99
IX.3.1.2 RETRAIT : 99
IX.3.1.3 FLUAGE : 99
IX.3.1.4 DEPLACEMENT DU A LA TEMPERATURE : 99
IX.4 CONCLUSION : 99
IX.5 APPAREILS D'APPUIS : 99
IX.5.1 CALCUL DE L'EPAISSEUR DE L'APPAREIL D'APPUI T :100

IX.5.2 DIMENSIONNEMENT DES FRETTES : 100
IX.6 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS : 101
IX.6.1 EFFORTS HORIZONTAUX : 101
IX.6.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES : 102
IX.6.3 DIMENSIONNEMENT DE FRETTES : 105
IX.6.4 CONCLUSION : 106
IX.7 LES DES D'APPUIS 106
IX.7.1 LES DIMENSIONS DU DE D'APPUIS : 106
IX.7.2 FERRAILLAGE DE DE D'APPUI : 107
IX.8 JOINT DE CHAUSSEE : 108
CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE
X.1 INTRODUCTION : 111
X.2 ETUDE DE LA PILE : 111
X.3 CONCEPTION DE LA PILE /DOCUMENTS SETRA : 111
X.4 DESCEND DES CHARGES : 112
X.5 FERRAILLAGE DES ELEMENT DE LA PILE : 112
X.5.1 IX.2.4.1 ETUDE DE CHEVETRE : 112
X.5.1.1 DIMENSIONNEMENT A LA FLEXION : 112
X.5.1.2 DIMENSIONNEMENT A LA TORSION 114
X.6 ETUDE DES FUTS : 116
X.6.1 VERIFICATION DE FLAMBEMENT DE FUT : 116
X.6.2 EVALUATION DES EFFORT SISMIQUE SUR LA PILE : 116
X.6.3 COMBINAISON DES EFFORTS : 116
CHAPITRE XI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE
XI.1 INTRODUCTION : 120
XI.2 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE (PILE) (METHODE DES BIELLES) :120
XI.3 ÉTUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX (PILE) : 122
XI.3.1 FERRALLIAGE DES PEIUX : 124
XI.4 ETTUDE DE CULLEE 125
XI.4.1 INTRODUCTION : 125
XI.4.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA CULEE : 125

XI.4.3 DESCEND DES CHARGES : 127
XI.4.4 COMBINAISON DES EFFORTS : 128
XI.4.5 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE : 129
XI.4.5.1 MUR FRONTAL : 129
XI.4.5.2 MUR GARDE GREVE 131
XI.4.5.3 MUR EN RETOUR : 133
XI.4.5.4 DALLE DE TRANSITION 135
XI.4.5.5 LE CORBEAU D'APPUI : 136
XI.5 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE (CULEE) (METHODE DES BIELLES) : 138
XI.6 ÉTUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX (CULEE) : 139
XI.6.1 FERRALLIAGE DES PEIUX : 141

INTRODUCTION :

Lorsqu'on est amené à réaliser un tracé routier, on rencontre plusieurs contraintes et cela selon leur nature, on distingue deux types de contraintes, naturelles telles que les oueds, les rivières et les montagnes ou artificielles comme les chemins de fer et les routes. Pour les franchir, On construit des ouvrages artificiels, qui portent le nom : Ouvrages d'Art.

Le terme Ouvrages d'Art est composé de deux mots :

Ouvrages : qui indiquent les constructions.

Art : qui indique la nécessité de la prise en compte de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Cette définition n'est aussi précise dans la mesure où elle ne fait intervenir aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Et pour cela et avec la variété des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur en travaux publics.

Afin de fluidifier la circulation automobile et de soulager la RN25 d'un trafic de plus en plus important, le ministère des travaux publics a lancé un projet autoroutier de 40 Km. Ce projet comprend des ouvrages d'art à réaliser avec déférentes techniques et méthodes de réalisation différentes, qui dépendent de plusieurs facteurs qui sont le type de la structure et de l'ouvrage, des matériaux utilisés, ainsi que des obstacles à franchir.

C'est dans ce cadre que s'intitule notre projet de fin d'étude, Il s'agit en fait, De conception et étude d'un ouvrage d'art situé au PK 37+414.021, Pour bien mener ce travail, Nous avons structuré le mémoire en neuf chapitres :

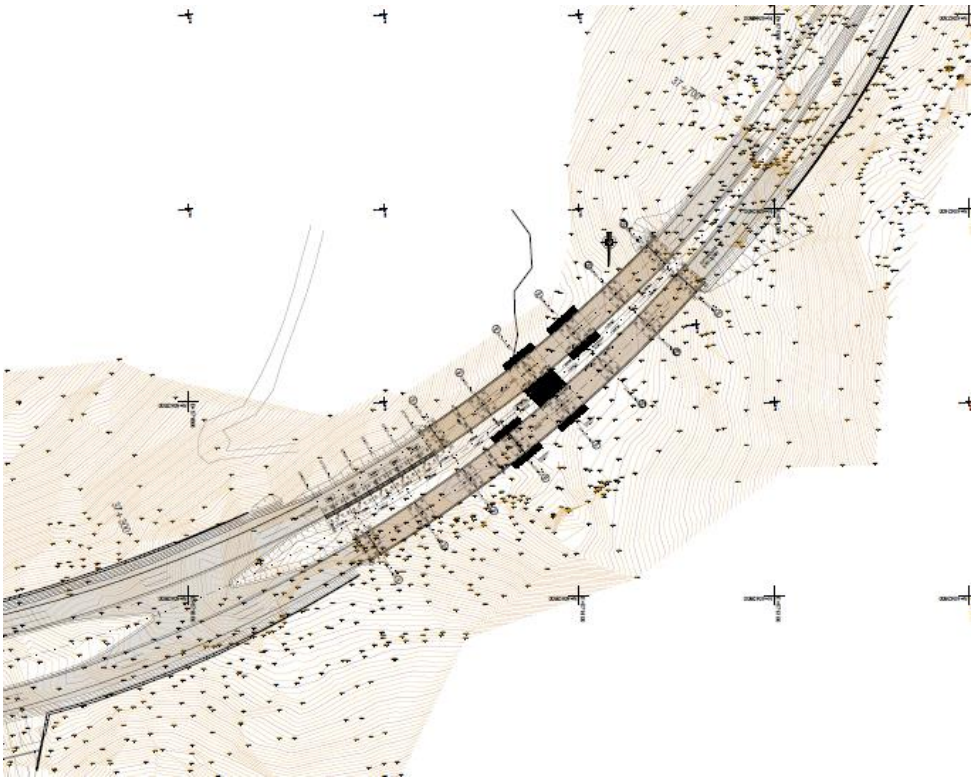
Le premier chapitre comprend à la présentation de l'ouvrage fait l'objet de cette étude et à la conception.

Les autres chapitres suivants sont réservés au dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis.

Le dernier chapitre est consacré à la conception et l'étude de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion mettant en avant les principaux points retenus pendant ce travail.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE



II.2.1.1 CONCEPTION LONGITUDINALE :

On proposera dans cette variante un pont à 6travées équidistantes de 36m de longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de 216m. **La figure 05** représente le profil long et le tracé en plan de la variante.

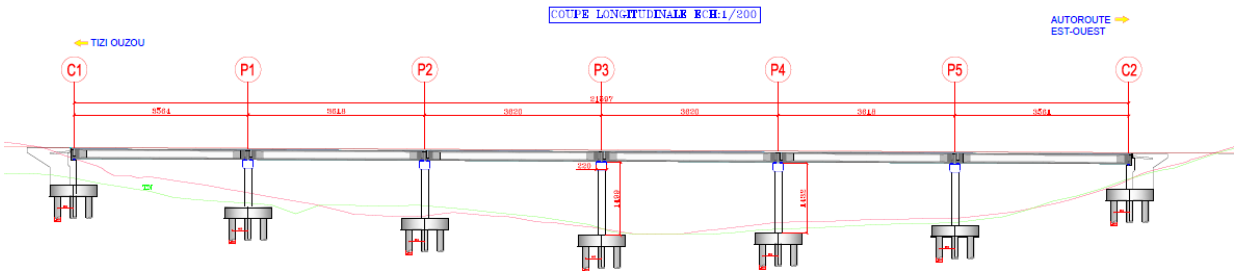


Figure II 2 : Coupe longitudinale de la variante VIPP

II.2.1.2 CONCEPTION TRANSVERSALE :

Le prédimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [VIPP 1996].

Tableau II 1 : Récapitulation de prédimensionnement de la variante 01.

Elément	*Formule/Intervalle*	*Valeur retenue*
Hauteur de la poutre	*L/22<Hp<L/16*	*2m*
Epaisseur de la dalle	*20≤e≤30*	*0.25m*
Hauteur totale de tablier	*Ht= Hp+e*	*2.25*
Entraxe des poutres	*1.40< λ <2*	*1.77m*
Epaisseur de talon	*10cm<Et<20cm*	*20cm*
Epaisseur de l'âme b0 a mi-travée	*/*	*25cm*
Epaisseur de l'âme b0 en zone intermédiaire	*/*	*35cm*
Epaisseur de l'âme b0 en zone d'about	*/*	*60cm*
Largeur de table de compression	*Pour assurer la stabilité le déversement de la poutre b≥0.6.Hp*	*1.2*
Nombre de poutre	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$	*8*
Epaisseur de table de compression	*10cm≤e1≤15cm*	*15*
Largeur de talon	*Lt= (l.L²) /(Ht²/K) /N ; Avec 1110≤K≤1300*	*60cm*
Entretoise d'about	*/*	*30x150cm²*

I.1 INTRODUCTION :

Pour ce qu'il est de conception on doit assurer la satisfaction d'un certain nombre d'exigences, on distingue les exigences fonctionnelles, qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui englobent l'environnement où se trouve notre ouvrage et son influence sur la conception, Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

I.1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction des travaux publics de la wilaya de TIZI OUZOU. C'est un pont route qui va assurer le passage supérieur se une vallée de la pénétrante autoroutière RN25 reliant la ville de TIZI OUZOU à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Pk37+414.021 au Pk37+619.484 où l'autoroute traverse un oued.

I.1.2 CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE :

Les caractéristiques de l'ouvrage sont fixées par le tracé routier et comprennent ce qui suit :

Viaduc sens TIZI OUZOU vers autoroute :

- Longueur : 209m du PK 37+414.021 au PK 37+619.484.
- Section transversale : 13.88m
- Pente : -0.5%

Viaduc sens autoroute vers TIZI OUZOU :

- Longueur : 145.36m du PK 37+471.530 au PK 37+619.191.
- Section transversale : 13.88m
- Pente : -0.5%

I.1.3 TRACE EN PLAN :

L'ouvrage est en courbe avec un rayon de 720m. Un tel tracé n'introduit donc pas de difficultés particulières dans la conception de l'ouvrage.

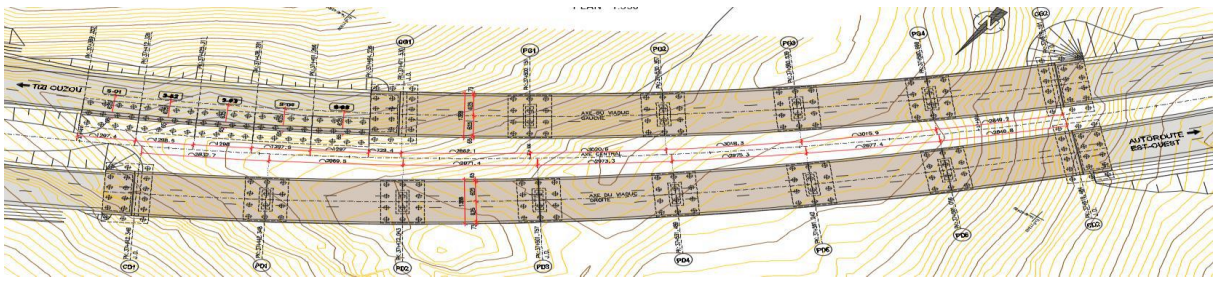


Figure I 1 : Vu en plan.

I.1.4 PROFIL EN LONG :

Le profil en long de l'ouvrage n'introduit pas un rayon de courbure avec une pente faible de -0.5%. Ce profil en long permet de considérer le tablier parfaitement horizontal dans le calcul, en premier approche.



Figure I 2 :

I.2 PROFIL EN LONG.

I.2.1 PROFIL EN TRAVERS :

Le profil en travers de notre chaussée comporte :

- Largeur utilisée Lt : 13.88m.
- Largeur roulable Lr :12.5m.
- Nombre de voies de circulations : 3 Voies.
- Trottoir :0.65
- La pente du versant : -2.5%.

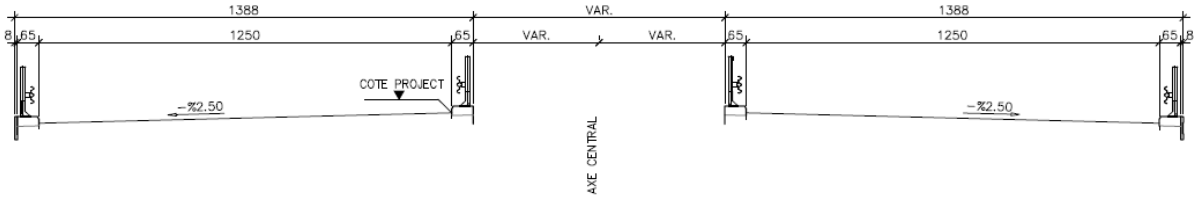


Figure I 3 : Profil en travers.

I.2.2 LES DONNEES :

I.2.2.1 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.1 INTRODCTION :

Ce chapitre est consacré à la conception par la proposition de trois variantes, la conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont le but est l'optimisation technique et économique vis-à-vis l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles rencontrées, tout en donnant une importance à l'aspect architectural, pour cela il faut connaitre les différentes contraintes susceptibles à être rencontrées et les solutions envisageables, la comparaison de ces deux ensembles nous mène à retenir la solution, ou les solutions, qui paraissent à première vue comme les meilleurs, et qui feront par la suite l'objet d'une étude approfondie. C'est une opération de synthèse dans laquelle de nombreux paramètres interviennent et qui fait appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

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

- Les profils de la chaussée (en long, en plan, en travers).
- L'emplacement possible des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.2 PRESENTATION ET PREDDIMENSIONNEMNT DES VARIANTES :

II.2.1 VARIANTE 01 : PONT A POUTRE PRECONTRAINTE TYPE VIPP

Un pont à poutre type VIPP (Viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post tension) représente la solution la plus simple et la plus utilisée quand est amené à choisir entre plusieurs ouvrages, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier se constitue de poutres longitudinales équidistantes solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la dalle et ensuite la chaussée.



Figure II 1 : Pont à poutres type VIPP.

II.2.1.1 CONCEPTION LONGITUDINALE :

On proposera dans cette variante un pont à 6travées équidistantes de 36m de longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de 216m. **La figure 05** représente le profil long et le tracé en plan de la variante.

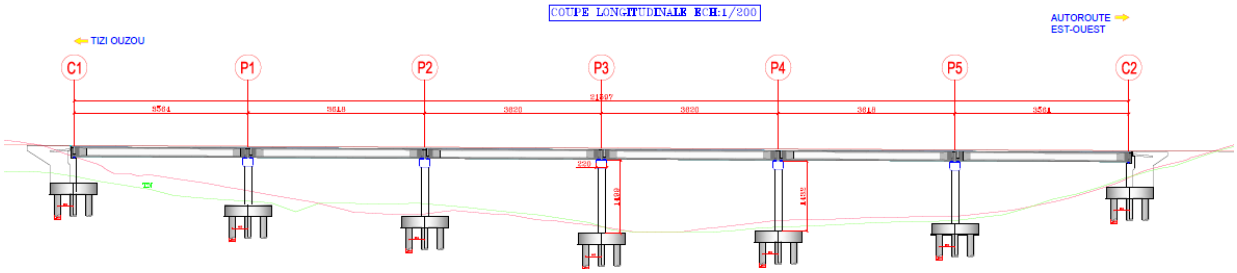


Figure II 2 : Coupe longitudinale de la variante VIPP

II.2.1.2 CONCEPTION TRANSVERSALE :

Le prédimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [VIPP 1996].

Tableau II 1 : Récapitulation de prédimensionnement de la variante 01.

Elément	*Formule/Intervalle*	*Valeur retenue*
Hauteur de la poutre	*L/22<Hp<L/16*	*2m*
Epaisseur de la dalle	*20≤e≤30*	*0.25m*
Hauteur totale de tablier	*Ht= Hp+e*	*2.25*
Entraxe des poutres	*1.40< λ <2*	*1.77m*
Epaisseur de talon	*10cm<Et<20cm*	*20cm*
Epaisseur de l'âme b0 a mi-travée	*/*	*25cm*
Epaisseur de l'âme b0 en zone intermédiaire	*/*	*35cm*
Epaisseur de l'âme b0 en zone d'about	*/*	*60cm*
Largeur de table de compression	*Pour assurer la stabilité le déversement de la poutre b≥0.6.Hp*	*1.2*
Nombre de poutre	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$	*8*
Epaisseur de table de compression	*10cm≤e1≤15cm*	*15*
Largeur de talon	*Lt= (l.L²) /(Ht²/K) /N ; Avec 1110≤K≤1300*	*60cm*
Entretoise d'about	*/*	*30x150cm²*

❖ Caractéristique de la poutre :

Tableau II 2 : Caractéristiques de la poutre.

	Section d'bout	*Section médiane*
Air (m^2)	*1.3*	*0.79*
Moment d'inertie (m^4)	*1.07*	*0.89*
V(m)	*0.93*	*1.11*
V'(m)	*0.48*	*0.39*

❖ Détail sur la poutre :

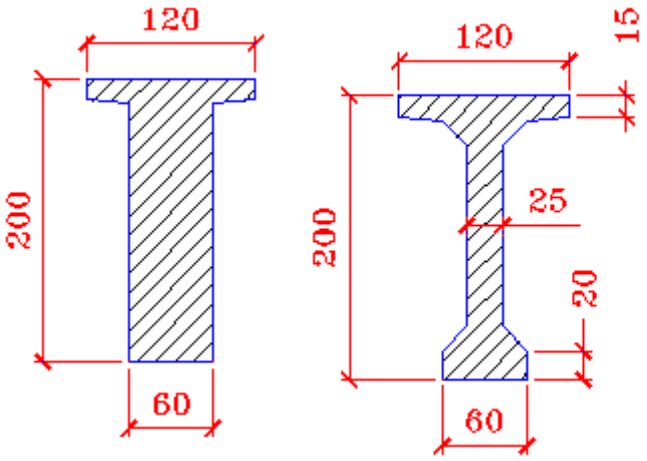


Figure II 3 : Coupe transversale sur la poutre.

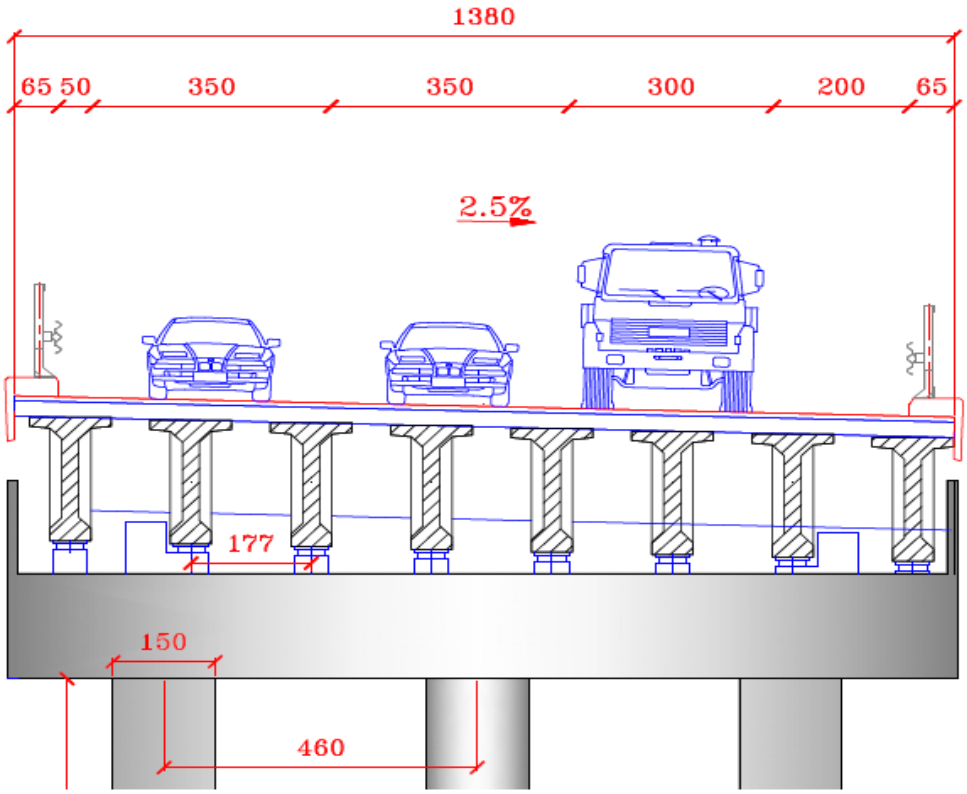


Figure II 4 : Conception transversale de la variante VIPP.

II.2.2 VARIANTE02 : PONT MIXTE BI-POUTRES :

Un pont mixte acier-béton se classe parmi les ouvrages les plus répandues qu'on peut faire appel dans diverses situations où les travées sont limitées à 120 m.

Le tablier est constitué de deux poutres à travée continue de section variable solidarisées par des pièces de pont le long de chaque travée et une dalle surmontant l'ensemble de ces éléments.



Figure II 5 : Pont mixte bipoutre.

II.2.2.1 CONCEPTION LONGITUDINALE :

Le pont que nous proposant comprend 4 travées à hauteur variable, 2 travées de rives de 45m de longueur et deux travées principales de 65.5m ce qui nous donne une longueur totale de 221 m.

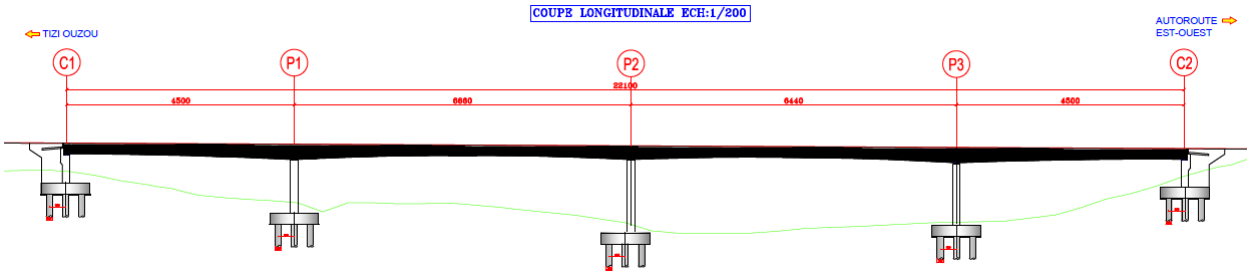


Figure II 6 : Coupe longitudinale de la variante 02 ponts bipoutres.

II.2.2.2 CONCEPTION TRANSVERSALE ;

Le tablier est de largeur égale à (13.80 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pieces de pont, légers rapprochées (tous les 4 m environ).

❖ La nuance d'acier :

La nuance d' acier des profilés est de qualité **S355**, Cette nuance désigne la ténacité de l'acier, Donc la capacité d'absorber les chocs sans générer une rupture fragile.

❖ Connexion dalle-poutre :

La connexion entre la dalle et les poutres est assurée par des connecteurs type goujons, de 22mm de diamètre et 200mm de hauteur leur espacement sera estimé par un calcul plus détaillé.

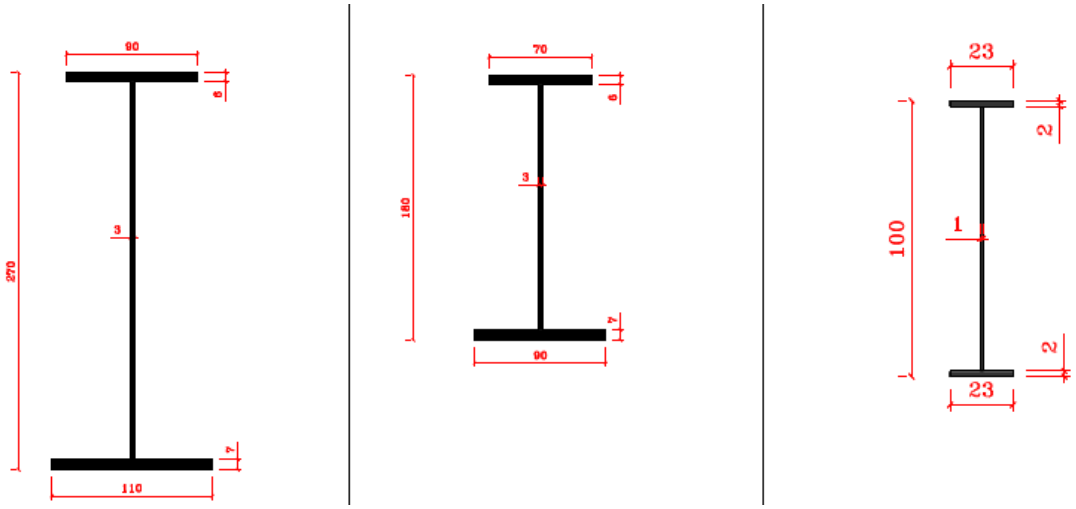


Figure II 8 : Section transversale des profilés métallique

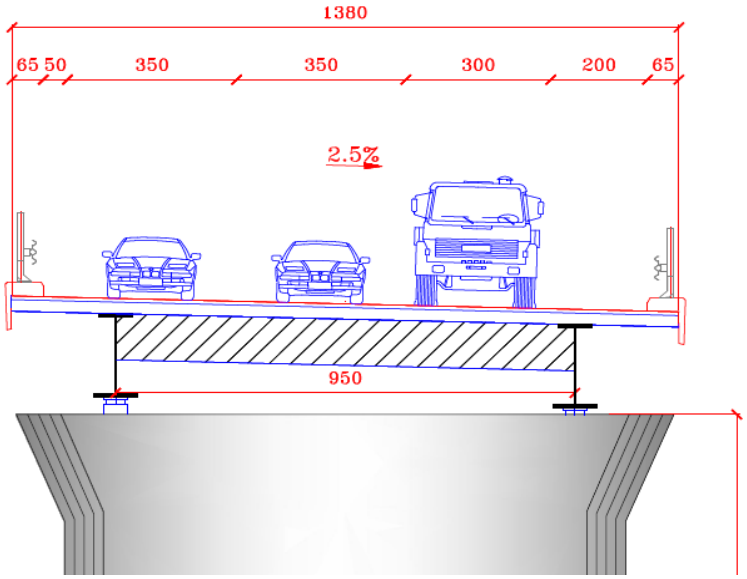


Figure II 9 : Coupe transversale sur pile de la variante 2.

I.2.2.2 CLIMATOLOGIE :

❖ Pluviométrie :

Tizi Ouzou bénéficie d'un climat tempéré chaud. Les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été, elle affiche une température annuelle moyenne de 20 °C. La moyenne des précipitations annuelles atteints 896 mm.

❖ 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/m2 ».

I.2.2.3 RÉSULTATS DE TESTS DE LABORATOIRE :

Profondeur	*Teneur en eau %*	*γh g/cm³*	*γd g/cm³*	*E Mpa*	*Rc Mpa*
15.80 - 16.15	*2,56*	*2,61*	*2,54*	*1765,95*	*10,14*
21.20 - 21.70	*2,50*	*2,47*	*2,41*	*1678,17*	*14,28*
12.50 - 12.90	*1,97*	*2,56*	*2,51*		

II.2.3 VARIANTE 3 PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF ET COULE SUR PLACE

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



Figure II 10 : Pont voussoir hauteur constante.

II.2.3.1 CONCEPTION LONGITUDINALE

Dans cette variante notre choix est allé vers un pont voussoirs à hauteur constante coulés sur place composé de deux travées principales de 68 m et 2 travées de rive de 40 m chacune qui nous donne une longueur totale de 216 m.

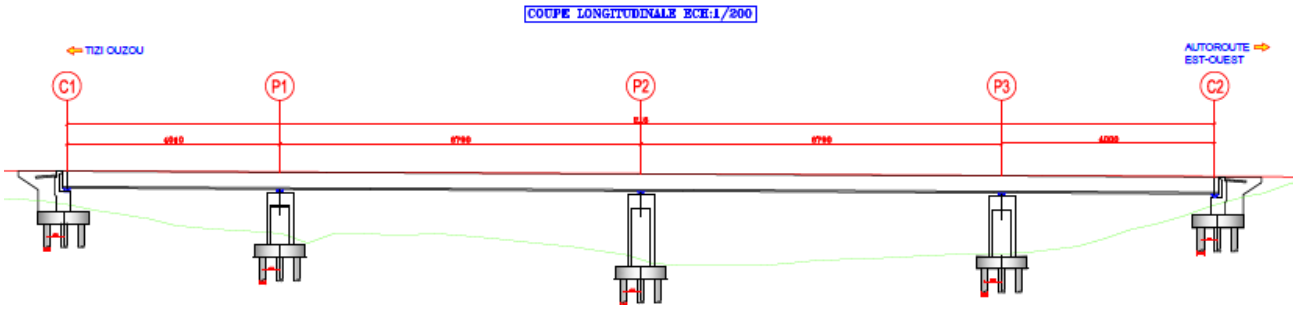


Figure II 11 : Coupe longitudinale de la variante 3.

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

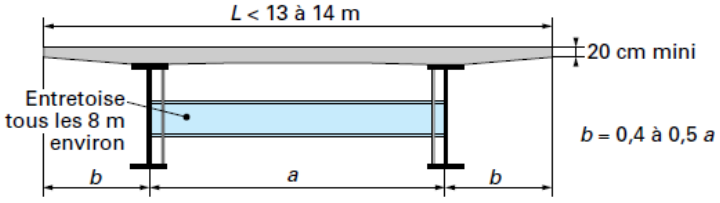


Figure II 7 : Valeurs usuelles des éléments en profil en travers

On opte pour : **b = 2.15 m**, par conséquence a **=9.50 m**.

❖ Conception des poutres principales :

Tableau II 3 : Récapitulatif du prédimensionnement des poutres principales du la variante 2

Elément	*Formule/Intervalle*	*Valeur retenue en (mm)*
Epaisseur de la dalle	*200≤e≤300*	*250*
Hauteur sur pile	*Hp=L/24*	*2700*
Hauteur à la clef	*Hc=L/36*	*1800*
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005.d$	*30*
Epaisseur semelle supérieur	$20 \leq t_s \leq 150$	*60*
Epaisseur semelle inférieur	$20 \leq t_s \leq 150$	*70*
Largueur semelle supérieur sur pile	$400 \leq b_i \leq 1000$	*900*
Largueur semelle inférieur sur pile	$500 \leq b_s \leq 1200$	*1100*
Largueur semelle supérieur sur clef	$400 \leq b_i \leq 1000$	*700*
Largueur semelle inférieur sur clef	$500 \leq b_s \leq 1200$	*900*
La loi de variation parabolique	$H(x) = H_p - 2x(H_p - H_c).(x/L) + (H_p - H_c).(x/L)^2$	

❖ Conception des pièces de ponts

Tableau II 4 : Récapitulatif du prédimensionnement des pièces de pont de la variante 2

Elément	*Formule/Intervalle*	*Valeur retenue en (mm)*
Longueur de l'entretoise b	$b=L_t-3$	*950*
Hauteur de la pièce de pont Hpp	$L_t/15 \leq Hpp \leq L_t/10$	*1000*
Largueur de la semelle bpp	$200 \leq bpp \leq 300$	*230*
Epaisseur de la semelle tpp	Environ de 20	*20*
Epaisseur de la semelle tw-pp	$10 \leq tw\text{-}pp \leq 12$	*12*

II.2.3.2 CONCEPTION TRANSVERSALE :

❖ Choix du type de voussoir

Pour une largeur de tablier inférieur à 20 m la solution la plus économique est souvent le mono-caisson simple (voussoir à 2 âmes) avec 2 hourdis en dalle pleine.

❖ Prédimensionnement de voussoir :

Dans le tableau suivant les formules et les intervalles de chaque paramètre sont extrais du guide SETRA (ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension / 2003).

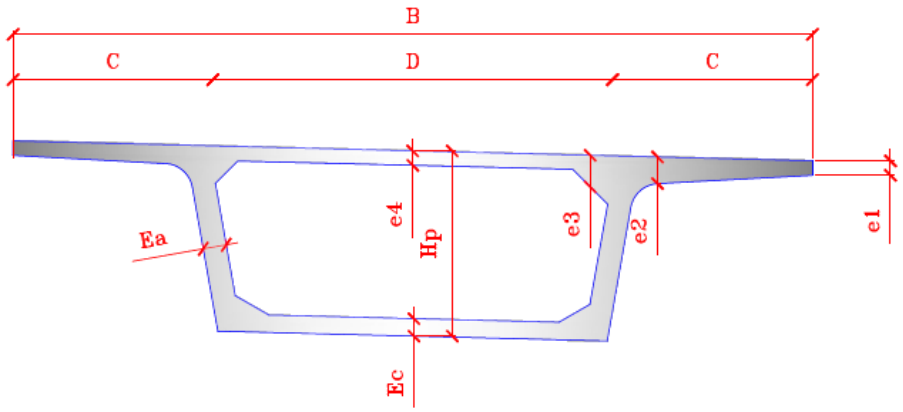


Figure II 12 : Notation des dimensions de voussoir.

Tableau II 5 : Récapitulatif du prédimensionnement des voussoirs de la variante 3

Elément	*Formule/Intervalle*	*Valeur retenue en (m)*
Hauteur du voussoir	*L/25≤H≤L/20*	*3,2*
Largeur du voussoir	*B*	*13,8*
C	*B/4*	*3,45*
D	*B-2c*	*6,9*
e1	*e1≥16 a 18 cm*	*0,25*
e2	*20≤e2≤150*	*0,6*
e3	*e3≥e2-10 et e3≥1.54 e4*	*0,6*
e4	*D/30≤e4≤D/25*	*0,25*
Inclinaison de l'âme	β≤10°	/
Ea	*Ea≥26+L/500*	*0,4*
Ec	*Ec≥18 à 22 cm*	*0,3*
Gousset supérieur	*30°≤ α ≤45°*	/
Gousset inférieur	*40°≤ α ≤45°*	/

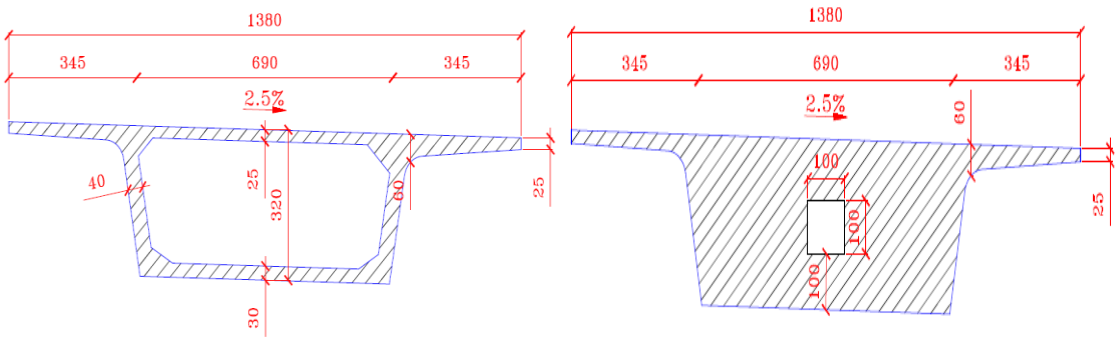


Figure II 13 : Coupe transversale des voussoir VSP et VSC

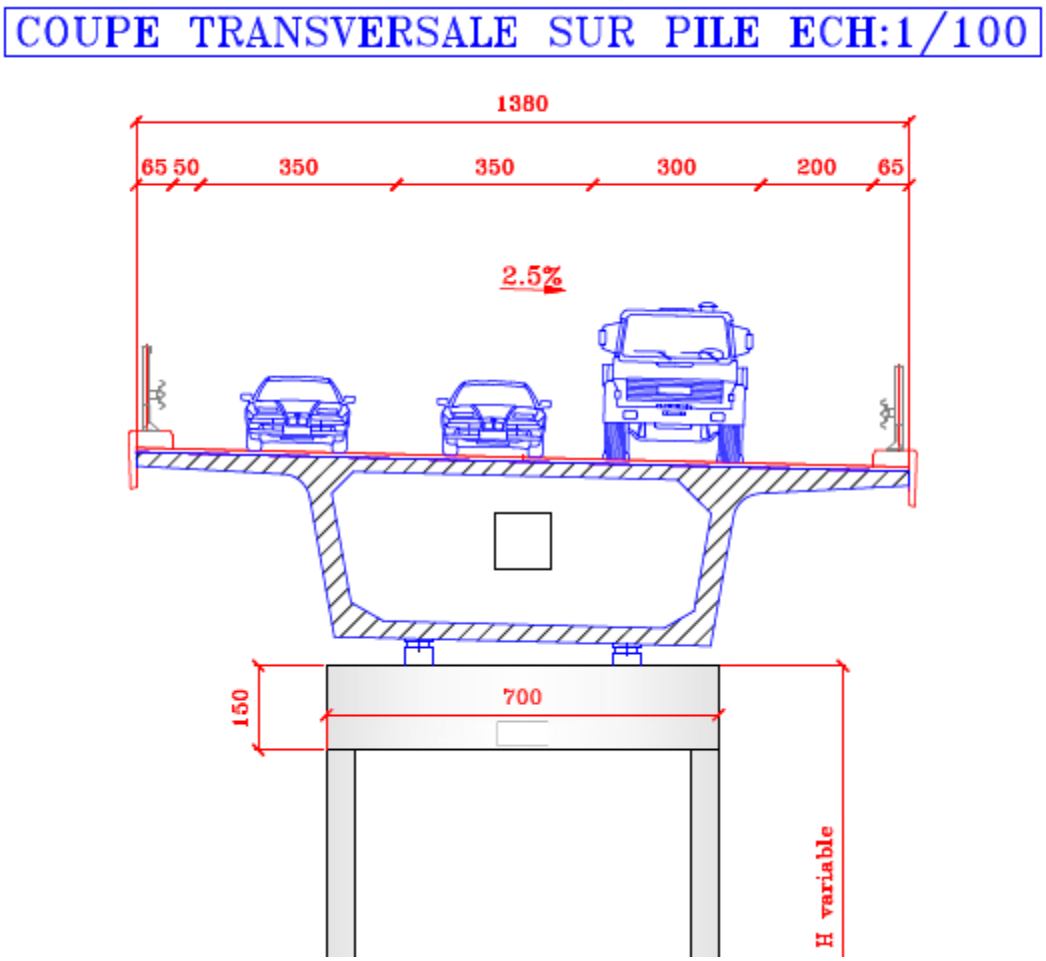


Figure II 14 : Coupe transversale sur pile de la variante 3.

II.3 ANALYSE MULTICRITERES :

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

- L'entretient.
- L'exécution.
- L'économie.
- L'esthétique.

Tableau II 6 : Analyse des variantes.

Variantes	*Avantages*	*Inconvénients*
Variante 01 : *Pont a poutres types VIPP.*	1. *Un mode de réalisation qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.* 2. *L'absence a peu pré complète de pathologie grave.* 3. *Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.*	1. *Poids propre très important* 2. *L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.* 3. *Déformation des poutres par fluage due à la compression de leur partie inférieure.*
Variante 02 : *Pont mixte bipoutre.*	1. *La possibilité de franchir des grandes portées.* 2. *La rapidité d'exécution globale.* 3. *Sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation.*	1. *Fatigue au niveau des assemblages et corrosions des éléments.* 2. *La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée surtout pour ce qui concerne le soudage.* 3. *Entretien périodique.*
Variante 03 : *Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.*	1. *Le mode de construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières de largeur importante.* 2. *Eviter la construction d'appuis très larges, cas des ponts poutres.* 3. *Souplesse d'exécution liée a la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ.*	1. *Disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de l pose des gains et câbles et pour la mise en tension de ces derniers.* 2. *Le volume de calcul nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.* 3. *Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers de précontrainte.*

❖ Devis quantitatif et estimatif des variantes :

Tableau II 7 : Devis quantitatif et estimatif des équipements.

		Prix U DA	*Quantité*	*Montant DA*
Chape d'étanchéité sur ouvrage	*m²*	*1300*	*2980,4*	*3874520*
Couche de revêtement ep =8 cm	*m²*	*1500*	*2980,4*	*4470600*
Fourniture et pose de garde-corps et glissière de sécurité	*m²*	*11900*	*432*	*5140800*
Gaines PVC 100 mm	*m²*	*800*	*864*	*691200*
Avaloirs en acier Ø200 mm	*U*	*7000*	*7*	*49000*
Total				***14226120***

Tableau II 8 : Devis quantitatif et estimatif de tablier variante 01.

		Prix U DA	Quantité	*Montant* DA
Béton RN27 pour hourdis	m^3	15000	745,2	11178000
Béton RN35 pour poutres en béton précontraint	m^3	18000	1479,6	26632800
Béton RN 27 pour corniche et trottoirs	m^3	15000	114,61	1719150
Aciers FeE50 pour hourdis	ton	225000	89,424	20120400
Aciers FeE50 pour poutres en béton précontraint	ton	225000	221,94	49936500
Aciers de précontrainte pour poutres	ton	550000	73,98	40689000
Aciers FeE50 pour corniches et trottoirs	ton	225000	9,1688	2062980
Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis en élastomère fretté	U	35000	80	2800000
Fourniture et pose de joint de chaussée	m	50000	82,8	4140000
Total				**159278830**

Tableau II 9 : Devis quantitatif et estimatif de tablier variante02.

		Prix U DA	Quantité	*Montant* DA
Béton RN27 pour hourdis	m3	15000	745,2	11178000
Béton RN 27 pour corniche et trottoirs	m3	15000	114,61	1719150
Aciers FeE50 pour hourdis	ton	225000	89,424	20120400
Aciers FeE50 pour corniches et trottoirs	ton	22500	9,1688	206298
Tablier metallique(poutre PRS,pièces de pont,console,connecteurs…)	ton	350000	935	327250000
Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis en élastomère fretté	U	35000	10	350000
Fourniture et pose de joint de chaussée	m	50000	27,6	1380000
Total				**362203848**

Tableau II 10 : Devis quantitatif et estimatif de tablier variante 03.

		Prix U DA	Quantité	*Montant* DA
Béton RN 45 pour tablier caisson	m^3	25000	1955	48875000
Béton RN 27 pour corniche et trottoirs	m^3	15000	114,61	1719150
Aciers FeE50 pour Tablier caisson	ton	225000	273,7	61582500
Aciers de précontrainte pour Tablier caisson	ton	550000	97,75	53762500
Aciers FeE50 pour corniches et trottoirs	ton	225000	9,1688	2062980
Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis d'appuis à pot	U	1400000	10	14000000
Fourniture et pose de joint de chaussée	m	50000	27,6	1380000
Total				**183382130**

Tableau II 11 : Tableau comparatif.

Variante	*01*	*02*	*03*
Prix	***173504950***	***376429968***	***197608250***

II.4 CONCLUSION :

Pour ce qui suit dans ce mémoire, On opte pour la variante qui offre le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur les différents plans de comparaison.

À savoir que la variante mixte bipoutre a pu être la solution convenable à ce franchissement, cependant le transport des pièces en aciers jusqu'au site et leurs entretiens périodiques peuvent s'opposer à ce choix, Donc le type VIPP est dans ce cas le plus adéquat si en tient compte de la difficulté d'accès au site.

Le choix a pu être orienté vers la troisième variante, mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site. 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 coup 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.

CHAPITRE III :CARACTERISTIQUE DES MATERIEUX

III.1 INTRODUCTION :

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante pour dimensionner un ouvrage capable de résister tout le long de sa durée de service. Dans ce chapitre on va décrire et évaluer les principales actions applicables au pont.

III.2 NORMES ET REGLE DE CALCUL :

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

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

III.3.1 BETON :

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables et de façon homogène : le ciment, le sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf que nous l'utiliser sous des contraintes plus élevées. Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibra les contraintes de traction amenées par les charges.

Le modules d'élasticité longitudinale est élevé, pour réduire des déformations, et les pertes de tension des aciers.

Densité : La masse volumiques du béton armé $\gamma = 25 kn/m^3$.

III.3.1.1 RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION :

Selon l'article 2.1.11 du BAEL : On peut admettre que pour j ≤28 la résistance F_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} fc28. \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} fc28. \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}.$$

III.3.1.2 RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION :

Selon l'article 2.1.12 du BAEL : la résistance caractéristique à la traction du béton j jours, notée $f_{tj,}$ est conventionnellement définie par la relation :

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

Tableau III 1 : Résistance caractéristique de béton à la traction.

	Infrastructure	*Superstructure*
Fc28	*27*	*35*
Ft28	*2,22*	*2,7*

III.3.1.3 MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINAL :

Selon l'article 2.1.21 du BAEL :

Module de déformation instantanée (courte durée < 24h) :

$$Eij = 11000.\sqrt[3]{fcj}$$

Module de déformation différée (longue durée) :

$$Evi = 3700.\sqrt[3]{ftj}$$

Tableau III 2 : Module de déformation.

	Instantané	*Différée*
Infrastructure	*3300,00*	*11100,00*
Superstructure	*3598,17*	*12102,95*

III.3.1.4 CONTRAINTE DE CALCUL A L'ELUR :

Selon l'article 4.3.41 du BAEL :

$$fbu = \frac{0.85\ fcj}{\theta.\gamma b}$$

Avec :

Le coefficient de sécurité γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d´application de la combinaison d´action considérée est supérieure à 24 heures, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures, et à 0,85 lorsqu´elle est inférieure à 1 heure.

Tableau III 3 : Contrainte de calcul du béton a l'ELUR

Situation	*Infrastructure*	*Superstructure*
Fondamentales	*15,30*	*19,83*
Accidentelles	*19,96*	*25,87*

III.3.1.5 CONTRAINTE LIMITE DE SERVICE :

σbc =0.5 Fc28. En service.

σbc =0.6 Fc28. En construction.

Tableau III 4 : Contrainte limite de service

	Infrastructure	*Superstructure*
En service	*13,5*	*17,5*
En construction	*16,2*	*21*

III.3.1.6 COEFFICIENT DE POISSON :

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

Le coefficient υ du béton pour un chargement instantané est l'ordre de 0.3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0.2.

Quant au cas d'un béton fissure, υ devient nul. Nous retiendrons pour les calculs de béton précontraint la valeur υ=0.2 pour un béton non fissure (ELS) et υ=0 pour un béton fissure (ELU).

III.3.2 ACIERS :

III.3.2.1 ACIERS PASSIFS :

Nous utilisons pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe F_eE500.

- La limite d'élasticité : $\boldsymbol{f_e}$ =500Mpa
- Module de déformation élastique : **Es** =200Gpa

Tableau III 5 : Contraint admissible d'aciers

Fissuration	*Contrainte limite MPA*		*Superstructure*	*Infrastructure*
Peu nuisible	$\sigma s=\frac{fe}{\gamma s}$	*S. Générale*	*434,78*	*434,78*
		S. Accidentelles	*500,00*	*500*
Préjudiciable	$\sigma s= max(0.5.fe ;110\sqrt{\eta.ftj})$		*250,00*	*250,00*
Très préjudiciable	$\sigma s= max(0.4.fe ;88\sqrt{\eta.ftj})$		*200,00*	*200,00*

D'où :

γ_s : coefficient de sécurité vaut 1,15 pour les combinaisons générales et 1,00 pour les combinaisons accidentelles.

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

La longueur courante de livraison est de 12ml. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions (2,4m x 6,0m) pour la plupart

III.3.3 ACIERS ACTIFS :

Les aciers pour la précontrainte sont des aciers très haute résistance que nous appelons aciers durs et qui ont forte teneur en carbone. Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 12T15, classe 1 770

Selon FREYSSINET les caractéristiques des câbles sont :

Tableau III 6 : Caractéristiques des câbles précontraints

Poids de 1T15	*1,18 Kg/m*
Module d'élasticité	*Ep =190 000 MPA*
Section droite d'un toron	*Ap 1 toron =140 mm²*
Section d'un câble	*Ap =1680 MPA*
Résistance ultime	*1770MPA*
Limite élastique	*1593 MPA*
Diamètre extérieur des gaines	*Φ =80mm*
Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures	*ρ=2.5%*
Coefficient de recule d'encrage	*g = 4mm*

f_{prg} : Limite élastique conventionnel a 0.1%.

f_{peg} : Contrainte de rupture garantie.

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGE

IV.1 EVALUATION DES SOLLICITAION :

IV.1.1 ACTION PERMANANTES :

❖ Poids propre des poutres :

$P_{poutres}$ = ($\rho_{béton}$.V).8 =

$P_{poutres}$ = 6 165 KN.



Figure IV 1 : Coupe longitudinale sur poutre.

❖ Poids de la dalle : La dalle est de 25cm d'épaisseur, et une largeur de 13,8m

P_{dalle} =$\rho_{béton}$.L.l.e =3105 KN.

IV.1.1.1 COMPLEMENTS DES CHARGES PERMANENTES CCP :

Elles représentent les éléments non porteurs, Une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) **d = 8cm** d'épaisseur.

Tableau IV 1 : Estimation de poids du au CCP de tablier.

Elément	*Densité (KN/m^3)*	*Poids (KN/ml)*	*Poids (KN)*
Etanchéité	*23*	*3,17*	*114,12*
Revêtement	*24*	*24*	*864*
Entretoise	*25*	*2 x 11,25*	*310,5*
Trottoir	*25*	*2 x 4,75*	*342,*
Corniche	*25*	*2 x 2,375*	*171*
Glissière de sécurité	*/*	*2 x 0,6*	*43,2*
Poids CCP		***65,12***	***1844.32***

Poids de tablier : (6165+3105) +1844.32= 11114.32 KN.

IV.1.1.2 CHARGE PERMANENTE DE TABLIER :

$$G_{tablier} = \frac{11114.32}{36} = 308{,}73 KN/ml$$

❖ Effort tranchant :

$$T_{max} = \frac{g.L}{2} = \frac{308.3.35}{2} = 5402.775 KN$$

❖ Le moment fléchissant :

$$M_{max} = \frac{g.l2}{8} = 47\ 274.28\ KN\ .m$$

IV.1.1.3 ACTION THERMIQUE :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le **Tableau 3.2 -RCPR** ΔT ($\Delta\theta$) = ± 7°C.

En Algérie du nord on a une variation uniforme de température de : + 35°C jusqu'à -15°C.

IV.1.2 EVALUATION DES CHARGES DUES AU TRAFIC

IV.1.2.1 SYSTEME DE CHARGES A CONSIDERER :

Les charges définies dans ce paragraphe sont valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées, et le **CCTP** fixe les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont :

- ✓ Système de charge routière type A**(l)** ;
- ✓ Système de charge routière type B **(Bc, Bt, Br)** ;
- ✓ Système de charge militaire Mc **120** ;
- ✓ Convoi exceptionnel D**240**.

IV.1.2.2 CARACTERISTIQUE DE PONT :

❖ Largeur roulable **Lr :**

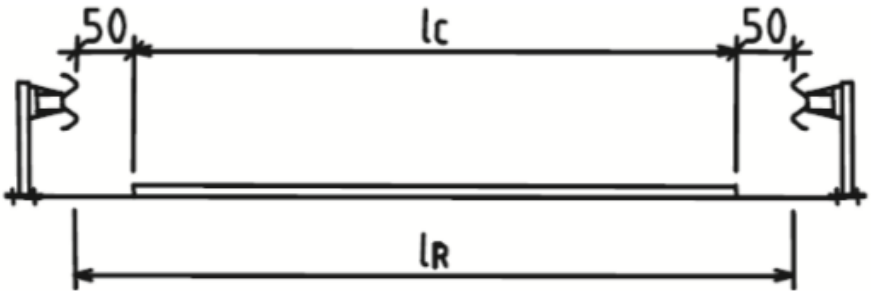


Figure IV 2 : Largeur roulable et chargeable.

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures.

Pour notre pont : **L_r = 12.5 m.**

❖ Largeur chargeable **Lc :**

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

D'après la **Figure IV 02**, la largeur chargeable de l'ouvrage est : **Lc = 11.5 m.**

❖ Nombre de voie **Nv** et la largeur d'une voie Lv:

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$Nv = Lc/3.$$

$$Nv = 3 \text{ voies.}$$

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$V = Lc/3.$$

$$V = 3{,}86 \text{ m.}$$

❖ Classe de pont :

Selon l'importance de l'itinéraire el leur largeur roulable, les ponts routes sont rangés en trois classes :

Tableau IV 2 : Les classes des ponts routes

Classe de pont	*Largeur roulable*
1ere Classe	***Lr*** *≥7*
2eme Classe	*5,50≤* ***Lr*** *≤7*
3eme Classe	***Lr*** *≤5,50*

L_r =12,5 ≥ 7 m donc notre ouvrage est de **1ère classe.**

IV.1.2.3 SYSTEME DE CHARGE A :

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

$$A = a1.a2.A(l)$$

Avec :

La charge A(l), exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m^2) est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2{,}30 + \frac{360}{L+12}$$

$$A(l) = 9{,}8$$

Le pont étudié est de classe 1 et supporte 2voie de circulation alors α_1=1.00

A(l)= max (α_1 A (L) ; 4 -0,002L)

A(l)= 8,82

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.

Tableau IV 3 : La valeur de Coefficient a1

Nbr de voies		*1*	*2*	*3*	*4*	*>5*
Classe de pont	*01*	*1*	*1*	*0.9*	*0.75*	*0.7*
	02	*1*	*0.9*	*/*	*/*	*/*
	03	*0.9*	*0.8*	*/*	*/*	*/*

Tableau IV 4 : Valeur de V0

Classe de pont	*V0*
01	*3.5m*
02	*03m*
03	*2.75m*

D'où on trouve :

Tableau IV 5 : Système de charge A

Nbr de voies	*L (m)*	*A(l) (KN/m^2)*	*a1*	*a2*	*A(l).a1.a2 (KN/m^2)*	*Lv*	*A(l) (KN/ml)*
01	*36*	*8,82*	*1*	*0,91*	*8,02*	*3,83*	*30,87*
02	*36*	*8,82*	*1*	*0,91*	*8,02*	*7,66*	*61,74*
03	*36*	*8,82*	*0.9*	*0,91*	*7,22*	*11,49*	*83,34*

- Effort tranchant :

  Une voie chargée : $\mathbf{T_{max}} = \frac{A(l).L}{2} = \frac{34,3 .35}{2}$ =540,22 KN.

  Deux voies chargées : $\mathbf{T_{max}} = \frac{A(l).L}{2} = \frac{68,6 .35}{2}$ =1080,45 KN.

  Trois voies chargées : $\mathbf{T_{max}} = \frac{A(l).L}{2} = \frac{92,61 .35}{2}$ =1458,60 KN.

- Moment de flexion :

Une voie chargée : $\mathbf{M_{max}} = \frac{A(l).L2}{8} = 4726{,}96$ KN.m.

Deux voies chargées : $\mathbf{M_{max}} = \frac{A(l).L2}{8} = 9453{,}93$ KN.m.

Trois voies chargées : $\mathbf{M_{max}} = \frac{A(l).L2}{8} = 12762{,}82$ KN.m.

IV.1.2.4 SYSTEME CHARGE B :

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.

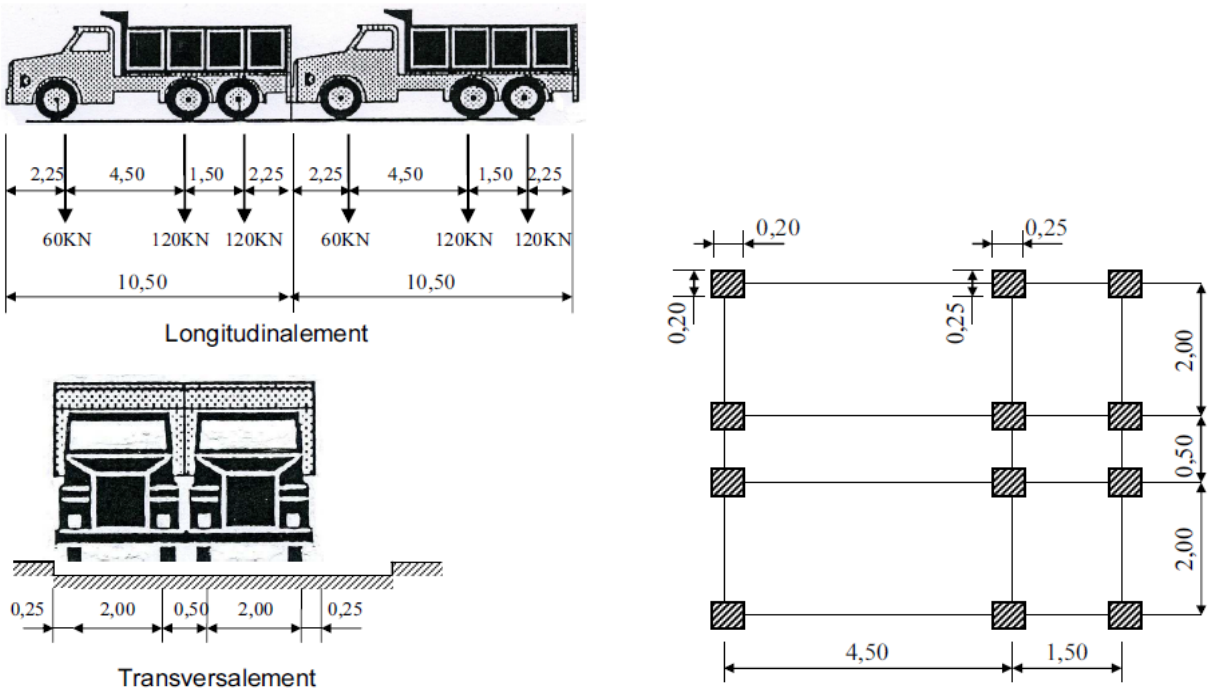


Figure IV 3 : Système BC longitudinale, transversale et en plan (RCPR 2008).

Tableau IV 6 : Valeur de bc

Nombre de voie					
Classe de pont	*1*	*2*	*3*	*4*	*>5*
Première	*1.2*	*1.1*	*0.95*	*0.8*	*0.7*
Deuxièmes	*1*	*1*	*/*	*/*	*/*
Troisième	*1*	*0.8*	*/*	*/*	*/*

Tableau IV 7 : Système de charge Bc.

Bc (KN)	*bc*	*Bc*bc*
600	*1.2*	*720*
1200	*1.10*	*1320*
1800	*0.95*	*1710*

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

$$\delta = 1 + \frac{0.61}{1+4.\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2.L}$$

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres = **36m**.

G : sa charge permanente =**11 114.32 KN**.

S : sa charge B maximale = BC*bc.

Tableau IV 8 : Coefficient de majoration δ pour le système Bc.

Nbr de voie chargée	***G***	***S***	δ
01	*11 114.32*	*720*	*1.059*
02	*11 114.32*	*1320*	*1.066*
03	*11 114.32*	*1710*	*1.071*

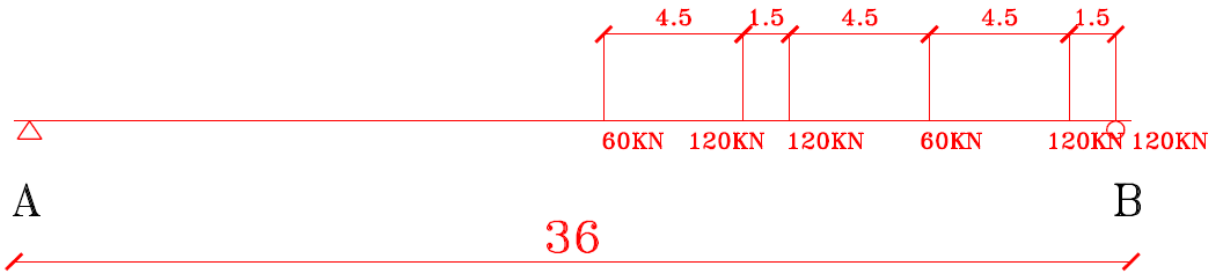


Figure IV 4 : Charge Bc a 0L.

❖ Effort tranchant :

$\Sigma M/B=0$;

Donc :

RA ×35= 120× (1.5+10.5+12) +60× (6+16.5)

D'oû :

RA =120,85 KN et **RB** = 479,15 KN.

Une voie chargée : $T_{max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{1bc}$=479.15×1.2×1.059=608,62 KN

02 voies chargées : $T_{max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{2bc}$ =2×497.15×1.1×1.066=1124,09 KN.

03 voies chargées : $T_{max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{3bc}$ =3×497.15×0.95×1.071= 1463.04 KN.

- Moment de flexion

La localisation du moment fléchissant maximum est déterminée en utilisons le théorème de **BARRE** : 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 :

$$XR = Xi\Sigma Pi/\Sigma Pi =$$

$$[(120\times1.5) +(60\times6) +(120\times10.5) +(120\times12) +(60\times16.5)] /600=7.05$$

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

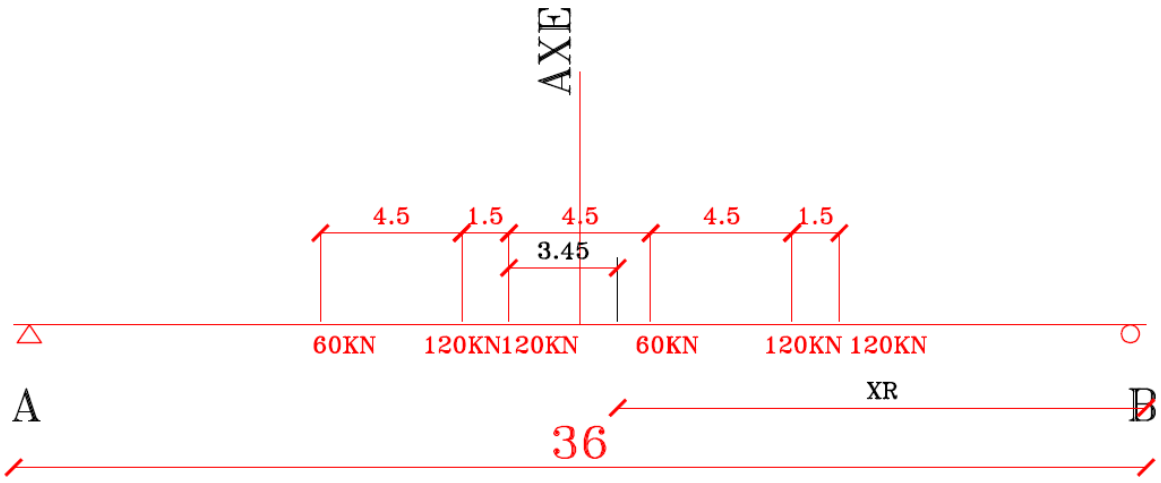


Figure IV 5 : Charge Bc a L/2.

$\Sigma M/A$=0 Donc:

RB.35 = 120. (25.75+ 24.25 + 15.25+ 13.75) + 6. (9.25+19.75) =

RB =275,83T et **RA** =324,17KN.

D'où selon **BARRE :**

$\mathbf{M}_{max}$ = RA.15.25-60.6-120.1.5= 3666.39 KN.m

Une voie chargée : $M_{max} = M_0 \times b_c \times \delta_{bc} = 3666.39 \times 1.2 \times 1.059 = 4657{,}05$ KN.m.

Deux voies chargées : $M_{max} = 2M_0 \times b_c \times \delta_{bc} = 2 \times 3666.39 \times 1.1 \times 1.066 = 8601{,}39$ KN.m.

Trois voies chargées : $M_{max} = 3M_0 \times b_c \times \delta_{bc} = 3 \times 3666.39 \times 0.95 \times 1.071 = 11195$ KN.m

IV.1.2.5 SYSTEME Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques voire **Figure 22**

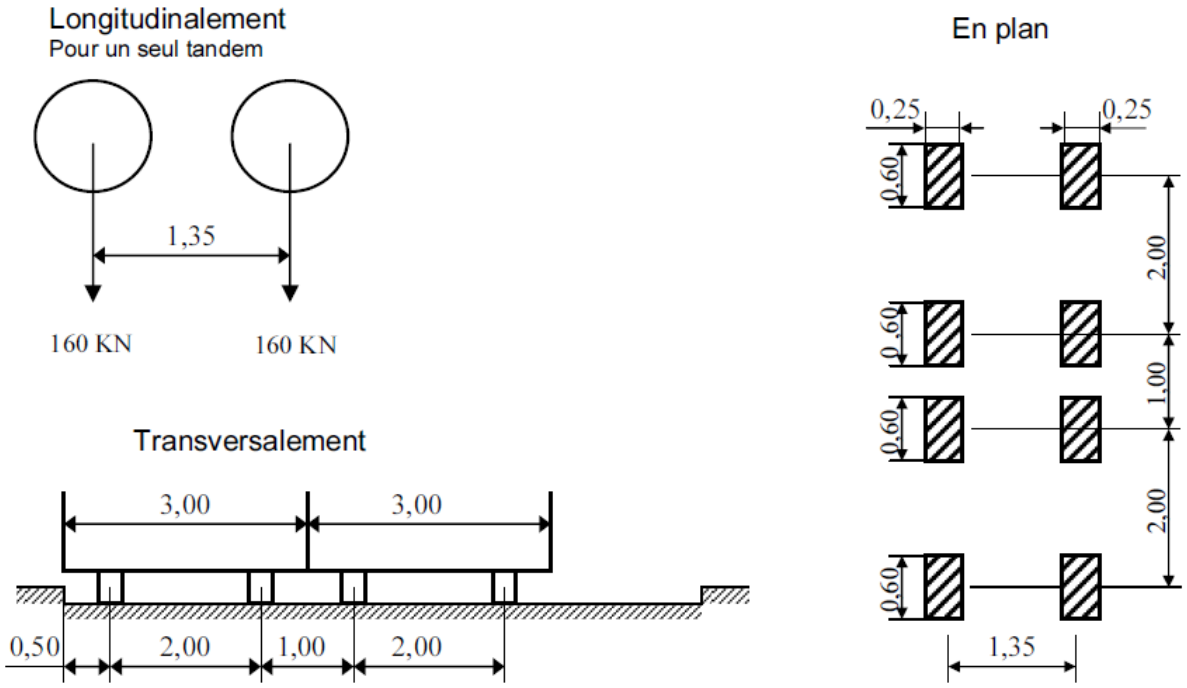


Figure IV 6 : Système Bt longitudinale, transversale et en plan (RCPR 2008).

Tableau IV 9 : Valeur de bt.

Classe de pont	*bt*
01	*1.2*
02	*1*

Tableau IV 10 : Système de charge Bt

Bt (KN)	*bt*	*Bt*bt*
320	*1.2*	*384*
640	*1.2*	*768*

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

$$\delta = 1 + \frac{0.61}{1+4.\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2.L}$$

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres = **36m**.

G : sa charge permanente =**11 114.32 KN.**.

S : sa charge B maximale = Bt*bt.

Tableau IV 11 : Coefficient de majoration δ pour le système Bt.

Nbr de voie chargée	***G***	***S***	***δ***
01	*11 114.32*	*384*	*1.054*
02	*11 114.32*	*768*	*1.059*

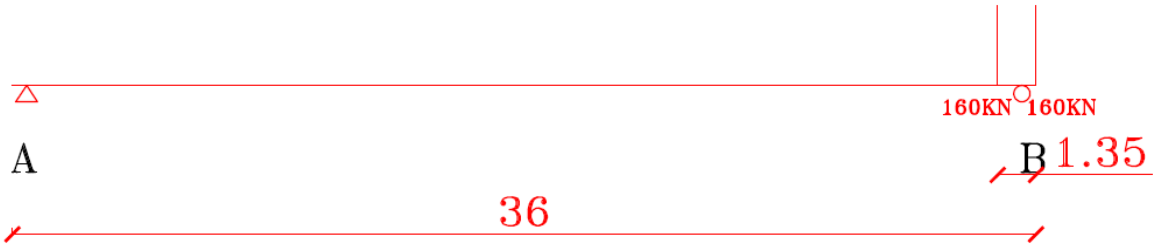


Figure IV 7 : Charge Bt a 0l

❖ Effort tranchant :

$\Sigma M/B=0$ donc

RA.35=160 (16.825+18.175)

RA=6,17 KN.

$R_B = 320 - R_A = 313,83$ KN.

Un tandem : $T_{max} = T_0 \times b_t \times \delta_t = 313.83 \times 1.2 \times 1.054 = 396,93$ KN.

Deux tandems : $T_{max} = 2T_0 \times b_t \times \delta_t = 2 \times 313.83 \times 1.2 \times 1.059 = 797,7$ KN.

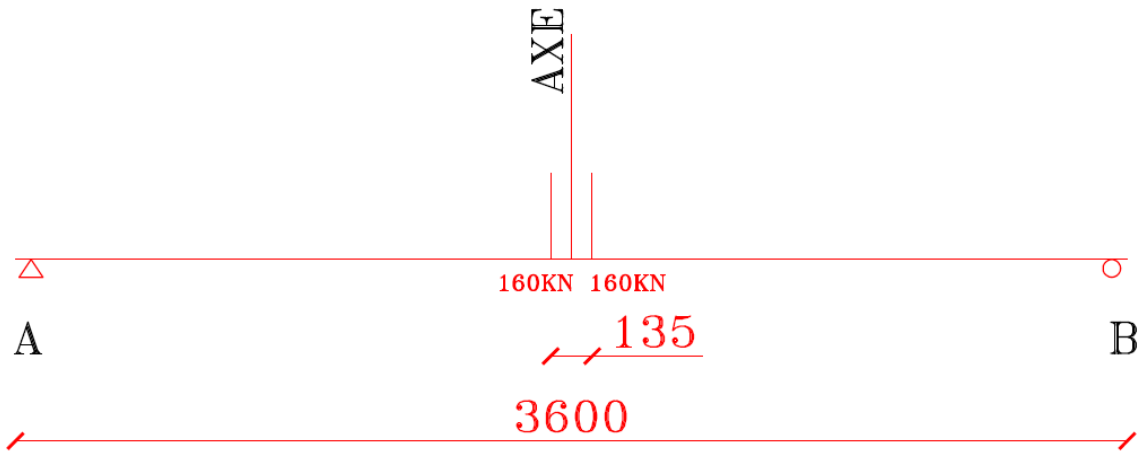


Figure IV 8 : Charge Bt a L/2.

- Moment fléchissant :

$R_A = R_B = 160$ KN.

$M_{max} = 1{,}60 \times 18.175 = 2908$ KN.m

Un tandem : $M_{max} = M_0 \times b_t \times \delta_{bt} = 2908 \times 1.2 \times 1.054 = 3678{,}05$ KN.m.

Deux tandems : $M_{max} = 2M_0 \times b_t \times \delta_{bt} = 2 \times 2908 \times 1.2 \times 1.059 = 7391{,}94$ KN.m

IV.1.2.6 SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE :

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.

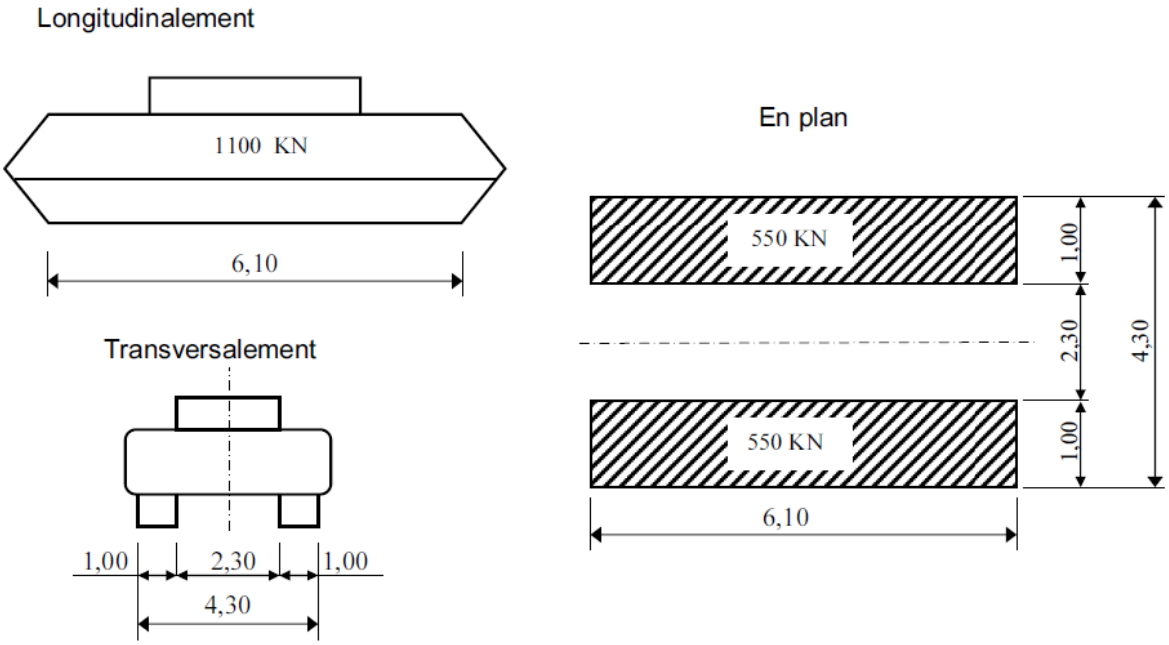


Figure IV 9 : Système Mc 120 longitudinale, transversale et en plan (RCPR 2008)

QMc120=1100/6.1 =18.032 KN/m

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

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres = **36m**.

G : sa charge permanente =11114.32 KN.

S : sa charge M maximale = 1100 KN.

Tableau IV 12 : Coefficient de majoration δ pour le système Mc120.

Nbr de voie chargée	***G***	***S***	***δ***
01	*11 114.32*	*1100*	*1.063*

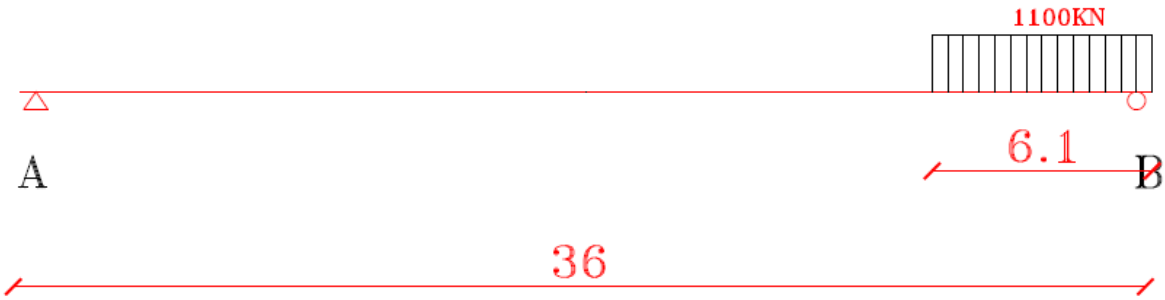


Figure IV 10 : Charge Mc120 a 0L.

❖ Effort tranchant :

$\sum M/A=0$

Donc :

RB.35=1100 ×31.95

RB =1004,1 KN et **RA**=1100-RB= 95,86 KN

$\mathbf{T}_{max}$ =RB× δMc120 =1004.43.1.055 =1067,92 KN

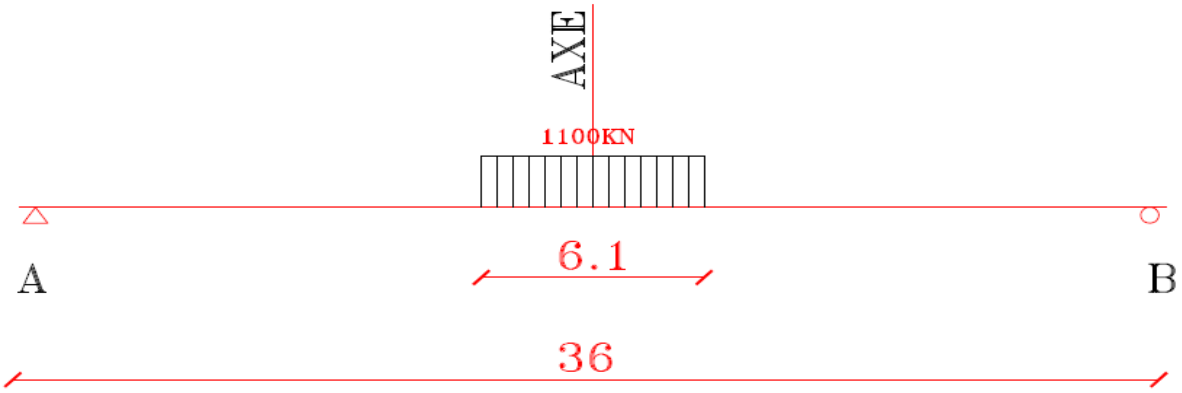


Figure IV 11 : Charge Mc120 a L/2.

❖ Moment fléchissant :

RA= RB=1100 2 = 550 KN.

$\mathbf{M}_{max}$=ML/2 = RA.17.5- $\frac{QMc120 \times 3.05^2}{2}$

Mmax = 9541,13 KN.m.

M(Mc120) = M_{max}. δMc120 =9541.13.1.063 =10147,08 KN.m

IV.1.2.7 SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNEL D240 :

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

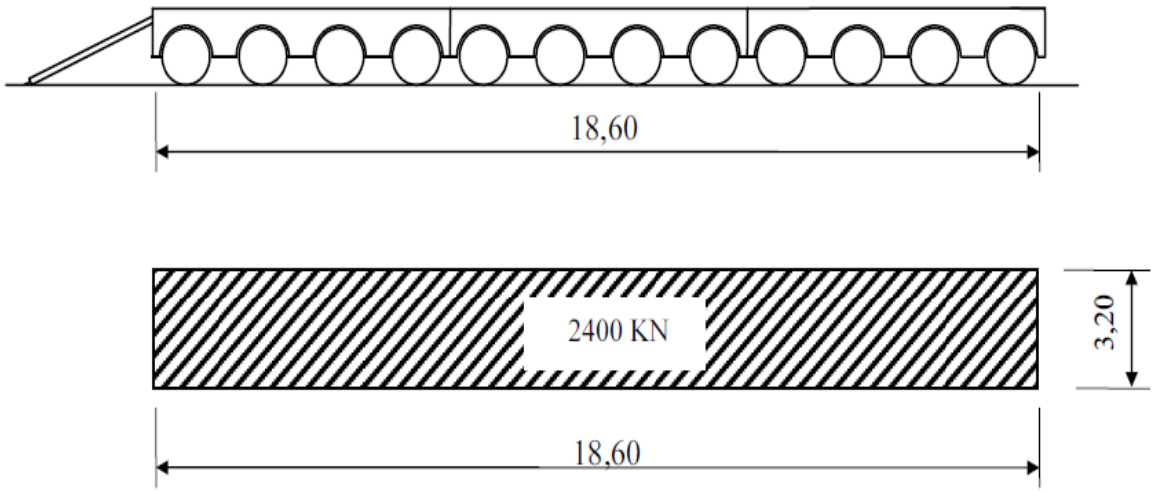


Figure IV 12 : Système D240.

$$D_{240}=\frac{2400}{18.6}=$$

$$D_{240}=129KN/m$$

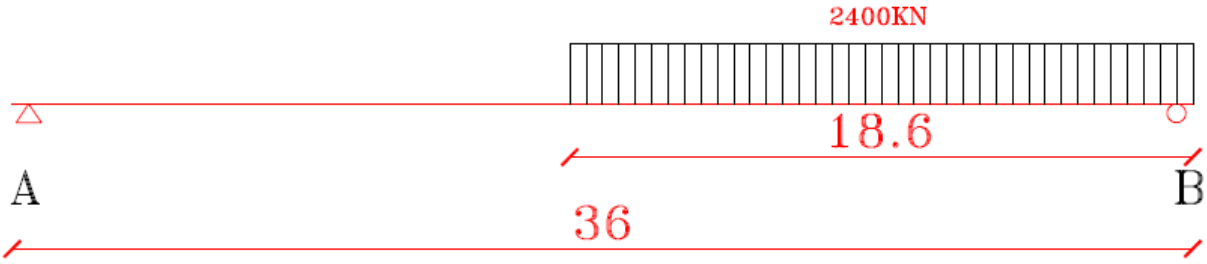


Figure IV 13 : Charge D240 a 0L.

❖ Effort tranchant :

$\sum M/A=0$

Donc :

RB.35=2400.25.7

RB =1762,86 KN et **RA** =2400- RB = 6377,7 T.

T_{max}= 1762,3 KN.

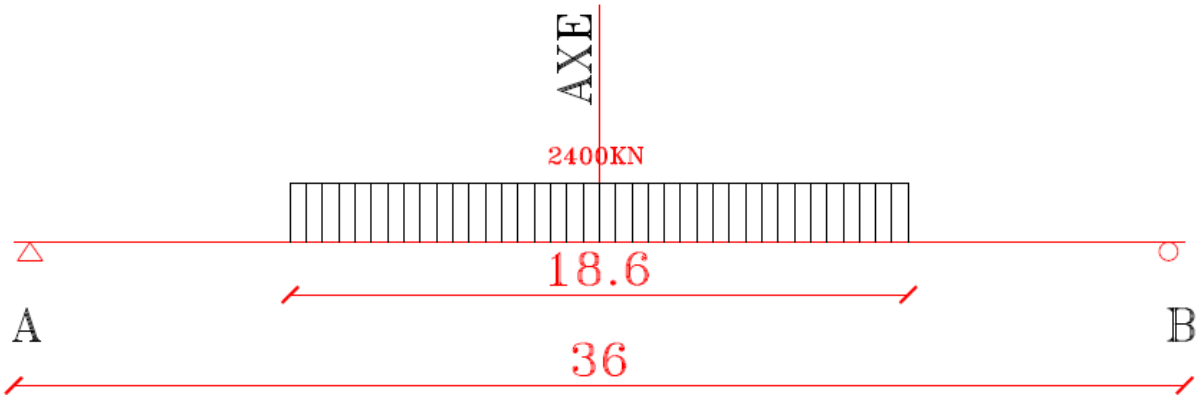


Figure IV 14 : Charge D240 a L/2.

❖ Moment fléchissant :

RA= RB=2400/2 = 1200 KN

M_{max}=ML/2 = RA×17.5- $\frac{QD240 \times 9.30^2}{2}$

Mmax = 15421,4 T.m.

IV.1.2.8 EFFORT DE FREINAGE :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptible a développer des réactions de freinage, effort s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un au l'autre sens de circulation

Selon le **RCPR** :

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

$$F=\frac{A.S}{20+0.035.S}=$$

S : La surface chargée en m^2

Tableau IV 13 : Effort de freinage A(l).

Nbr de voie	*S(m^2)*	*A(l) (KN/m^2)*	*F(KN)*
01	*134,05*	*8,96*	*48,62*
02	*268,1*	*8,96*	*81,71*
03	*402,15*	*8,06*	*95,12*

- **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 30 KN

Tableau IV 14 : Récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchant dus aux surcharges.

		Effort tranchant (KN)	*Moment fléchissant (KN.m)*
A(l)	*01 voie*	*600,25*	*5252,188*
	02 voies	*1200,5*	*10504,38*
	03 voies	*1620,675*	*14180,91*
Bc	*01 voie*	*608,64*	*4657,22*
	02 voies	*1124,16*	*8601,93*
	03 voies	*1463,16*	*11195,89*
Bt	*01 voie*	*396,94*	*3678,12*
	02 voies	*797,76*	*7392,22*
Mc120		*1067,19*	*10140,19*
d240		*1762,29*	*15421,4*

CHAPITRE V : Calcul de tablier

V.1 REPARTITION TRANSVERSLE DES MOMENT FLECHIASSANT (SELON GUYON MASSONET)

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il restera à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées). Longitudinalement, la section est obtenue par application du théorème de Barré. Transversalement, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée. C'est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres, largement employée pour le calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour les dalles isotropes. Elle a été ensuite étendue au cas des dalles orthotropes.

Elle consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges (e = +b ; + 3b/4 ; + b/2 ; + b/4 ; 0) et pour les 9sections de la largeur de dalles (y = ±b ; ± 3b/4 ; ± b/2 ; ± b/4 ; 0). On déplacera les surcharges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients. Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre donc on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

V.1.1 DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL :

Largeur active (b) : $2b=(N-1).b_0+2(0,705)$

- Entraxe des poutres : b_0 = 1,77 m
- N = 8 poutres
- Largeur active 2b = 13,8 m

Étant donné que le tablier est symétrique transversalement nous étudierons la moitié de la dalle fictive soit une largeur b = 6,9 m, comportant4 poutres. Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont.

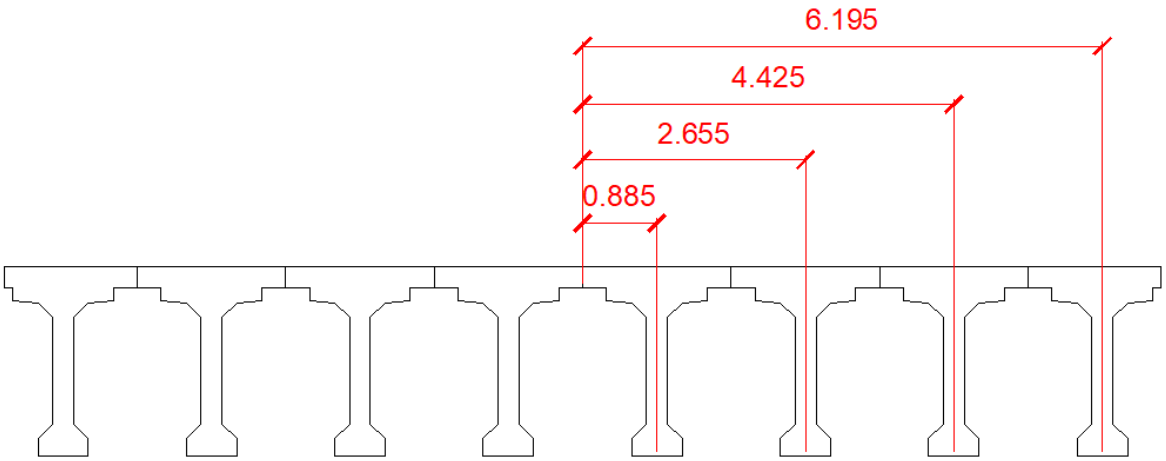


Figure V 1 : Position active des poutres selon GUYON MASSONET.

V.1.1.1 Moment d'inertie a prendre pour le calcul :

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + \frac{8(Im - I0)}{3\pi}$$

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 0,8469m^4

I_m : moment d'inertie de la section a mi-travée avec hourdis= 0,6809m^4

Donc :

$$I_p = 0.706m^4$$

V.1.1.2 Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$\rho_{Poutre} = EI_p/b_0.$$

Avec b_0=1,77

$$\rho_{Poutre} = 0.3988.E.$$

V.1.1.3 Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$\rho_E = EI_E/b.$$

Avec b=1m.

$$I_E = l_1.d^3/12$$

l_1: Distance entraxe des entretoises (on prend l_1 = 1,77 m)

d : Épaisseur de la dalle (0,25 m).

$$I_E = 0{,}002305m^4.$$

$$\rho_E = 0{,}002305.E$$

V.1.1.4 Paramètre d'entretoise :

Caractérise la souplesse d'entretoisement

$$\Theta = (b/L)\sqrt{\frac{\rho Poutre}{\rho E}}.$$

$$\Theta = (6{,}9/36).\sqrt{\frac{0.3988.E}{0.002305.E}}.$$

$$\Theta = \mathbf{0{,}69.}$$

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

D'où **Θ=0,69.>0,3** ; la méthode de GUYON MASSONET est applicable.

V.1.1.5 Calcul de rigidité tortionnaire de la poutre et de la dalle par unité de largeur :

$\gamma_E = \gamma_D = \frac{2.G.ID}{1m}$. *La rigidité torsionnelle des poutres*

$\gamma_p = \frac{Cp}{b1}$. *La rigidité torsionnelle de la dalle.*

C_P : rigidité torsionnelle de la poutre :

$$C_P = (G/3) \times [\Sigma b_i h_i + b0 h0^3/2]$$

G : module de déformation transversale du béton

$$G = E/2(1+\vartheta) = E/2.4 *$$

- h_0: épaisseur de la dalle = 0.25 m.
- $b0$: 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.

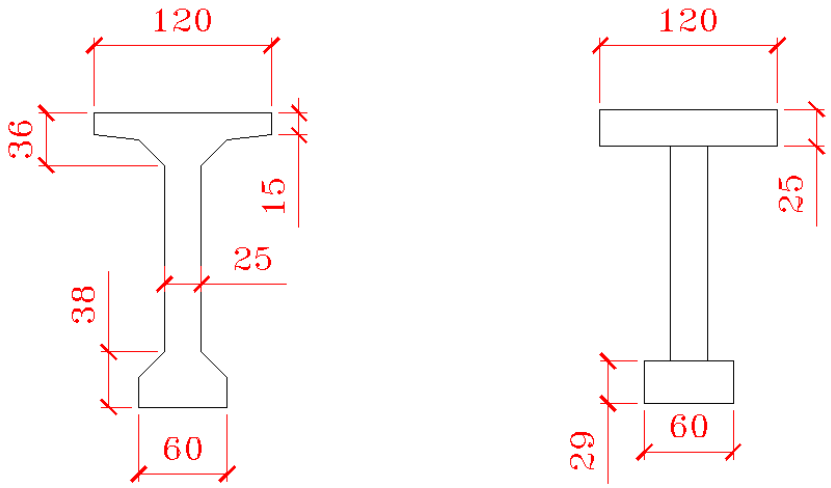


Figure V 2 : Section équivalente de la poutre.

La section réelle de la poutre est égale à 0,793 m^2

$$C_p = E/7.2[(1,2 \times 0,25^2 + 1,46 \times 0,25^2 + 06 \times 0,29^2) + (1,77 \times 0,25^3/12].$$

$$C_p = 0{,}009726.E.$$

Donc :

$$\gamma_{poutre} = \frac{0.009726.E}{1.77} = .0.005495.E.$$

Et

$$\gamma_{dalle} = \frac{2.E.0.002305}{2{,}4.1}. =$$

$$\gamma_{dalle} = 0{,}01921.E.$$

V.1.1.6 Paramètre de torsion :

$$\alpha = \sqrt{\frac{\gamma p + \gamma d}{2\sqrt[2]{\rho p.\rho e}}}.$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{0.005495.E + 0.01921.E}{2\sqrt[2]{0.02305.E.0.3988.E}}} =$$

$$\alpha = 0{,}12229.$$

V.1.2 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 $\boldsymbol{\alpha}$
- ➢ L'excentricité des poutres y
- ➢ L'excentricité relative de la charge e

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où 0 < $\boldsymbol{\alpha}$ <1 on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

Si : $0.1 < \theta < 1$

$$K_\alpha = K0 + (K1 - K0)\alpha^\beta$$

Si : $1 < \theta < 2$

$$K\alpha = K0 + (K1 - K0)\alpha^{0.5}$$

Telle que :

$$\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta)/(0{,}665)} = 0.6093$$

K0 : valeur de K pour α=0,et K1 : valeur de K pour α=1

Dans le cas ou Θ ne figure pas dans les tableaux, on doit faire une interpolation. Dans notre cas **Θ=0,69** l'interpolation donc se faire entre la valeur Θ=0,65 et Θ=0,70 pour trouver les valeurs correspondantes a **Θ=0,69.**

LES TABLEAU POUR Θ=0,70 et Θ=0,65 (VOIR ANNEXE).

- Application sur manuel :

Pour le calcul K_0 relative a (y=-b ; e=0)

K_0 (Θ=0,69) =$(\frac{0.69-0.65}{0.70-0.69})$*[$K_0$(Θ=0,70) - K_0(Θ=0,65)] + K_0(Θ=0,65).

Application numérique :

K_0 (Θ=0,69) =$(\frac{0.69-0.65}{0.70-0.69})$*[0.0216-0.1776)+0.1776 =0.0528.

Lorsque on applique cette procédure sur toutes les valeurs on trouve :

Tableau V 1 : Valeurs K_0 et K_1 pour Θ=0,69.

Thêta=0.69	***Alfa=0=> K0***								
e / Y	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
0	*0,0528*	*0,562*	*1,057*	*1,477*	*1,671*	*1,477*	*1,057*	*0,562*	*0,053*
b/4	*-0,3417*	*0,120*	*0,589*	*1,061*	*1,477*	*1,692*	*1,547*	*1,206*	*0,815*
b/2	*-0,5133*	*-0,174*	*0,183*	*0,589*	*1,057*	*1,547*	*1,930*	*2,058*	*2,080*
3b/4	*-0,5798*	*-0,390*	*-0,174*	*0,120*	*0,562*	*1,206*	*2,058*	*3,014*	*3,907*
b	*-0,6163*	*-0,580*	*-0,513*	*-0,342*	*0,053*	*0,815*	*2,080*	*3,907*	*6,164*
Thêta=0.69	***Alfa=1=> K1***								
e / Y	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
0	*0,7161*	*0,837*	*0,993*	*1,168*	*1,269*	*1,168*	*0,993*	*0,837*	*0,716*
b/4	*0,4904*	*0,599*	*0,747*	*0,945*	*1,168*	*1,321*	*1,276*	*0,358*	*1,050*
b/2	*0,3438*	*0,435*	*0,562*	*0,747*	*0,993*	*1,276*	*1,502*	*1,545*	*1,521*
3b/4	*0,2506*	*0,327*	*0,435*	*0,599*	*0,837*	*1,158*	*1,545*	*1,913*	*2,147*
b	*0,1860*	*0,251*	*0,344*	*0,490*	*0,716*	*1,050*	*1,521*	*2,147*	*2,898*

Tableau V 2 :

Thêta=0.69	***Alfa=0,69=> Kα***								
e / Y	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
0	*0,2360*	*0,6377*	*1,0393*	*1,3921*	*1,5603*	*1,3921*	*1,0393*	*0,6377*	*0,2360*
b/4	*-0,3417*	*0,1201*	*0,5892*	*1,0605*	*1,4775*	*1,6923*	*1,5474*	*1,2060*	*0,8151*
b/2	*-0,5133*	*-0,174*	*0,1833*	*0,5892*	*1,0569*	*1,5474*	*1,9304*	*2,0576*	*2,0804*
3b/4	*-0,5798*	*-0,389*	*-0,174*	*0,1201*	*0,5616*	*1,2060*	*2,0576*	*3,0137*	*3,9067*
b	*-0,6163*	*-0,579*	*-0,513*	*-0,341*	*0,0528*	*0,8151*	*2,0804*	*3,9067*	*6,1639*

Tableau V 3 :

Thêta=0.69	***Alfa=0,69=> Kα***								
e / Y	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
0,885	*-0,0604*	*0,3721*	*0,8084*	*1,2220*	*1,5178*	*1,5461*	*1,3000*	*0,9293*	*0,5331*
2,655	*-0,4342*	*-0,038*	*0,3704*	*0,8064*	*1,2507*	*1,6142*	*1,7539*	*1,6652*	*1,4973*
4,425	*-0,5509*	*-0,296*	*-0,0188*	*0,3241*	*0,7769*	*1,3545*	*2,0023*	*2,5980*	*3,1127*
6,195	*-0,6014*	*-0,502*	*-0,3747*	*-0,153*	*0,2607*	*0,9749*	*2,0711*	*3,5417*	*5,2414*

-b -3b/4 -b/2 -b/2 0 b/4 b/2 3b/4 b

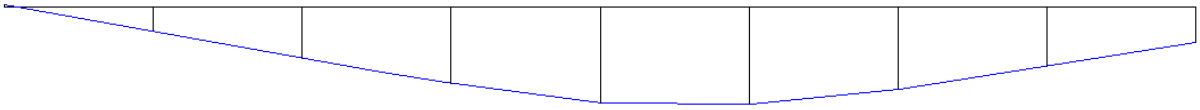


Figure V 3 : Ligne d'influence Kα pour la poutre 05.

-b -3b/4 -b/2 -b/2 0 b/4 b/2 3b/4 b

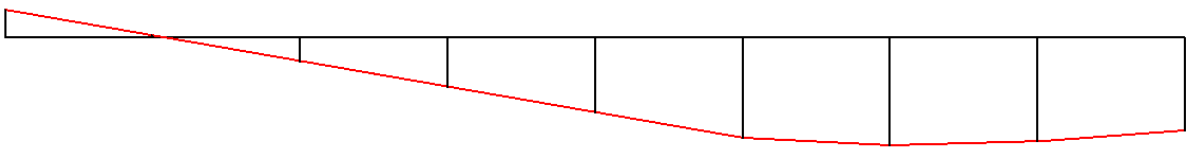


Figure V 4 : Ligne d'influence kα de la poutre 06

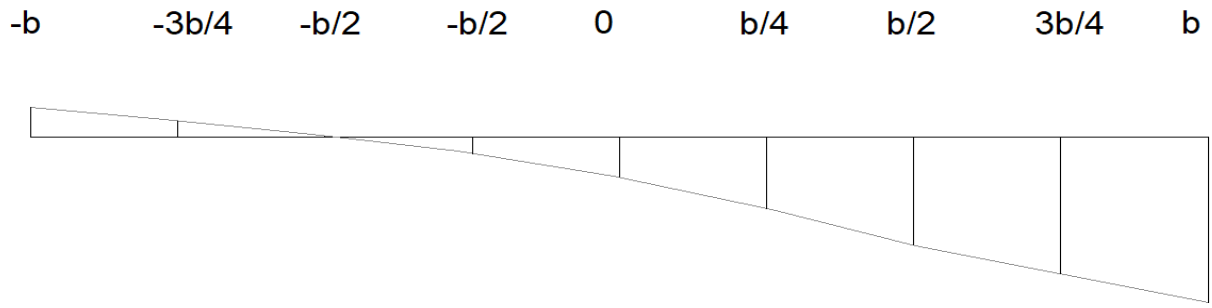


Figure V 5 : Ligne d'influence kα pour la poutre 07.

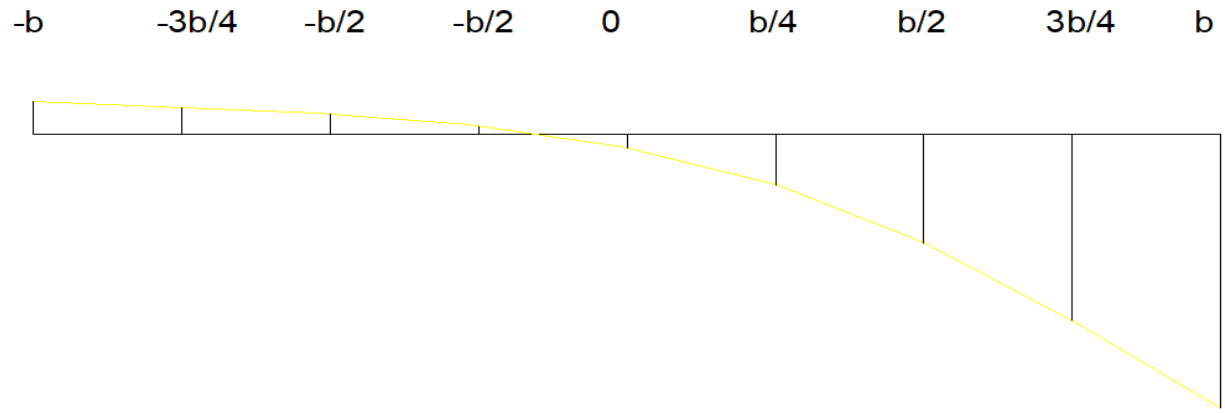


Figure V 6 : Ligne d'influence kα pour la poutre 08.

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer le système de chargement (Bc, Bt) et surcharge surfacique A(l), accompagnée de convoi (Mc120, D240) pour chaque poutre.

- Charge concentrée :

Pour des charges concentrées (Bc et Bt) ont métrés la langueur entre l'impact de l'essieu avec le tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt et Bc une voie chargée on fait la moyenne de deux longueurs.

$$K = \sum Pi.Ki / \sum Pi.$$

$$K = \sum Ki/n.$$

Tel que :

K : représente l'ordonnée au droit de la surcharge Pi.

N : le nombre d'essieux de la rangée.

❖ Surcharge surfacique :

Pour des surcharge surfaciques A(l), Mc120, D240 on calcul la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisé par la largeur de la voie chargée.

$$K=\sum Si/L.$$

Si : représente les surfaces au droit de la surcharge.

L : la largeur chargée.

Le calcul de moment longitudinale réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient K par le moment longitudinal moyen (M_0 de chaque poutre).

$$M_{réel}= K_{\alpha moy}.M_0$$

Tableau V 4 : Valeur de moment réel pour les différentes positions des poutres.

	Nbr de voies	M_0 / Poutre (KN.m)	Poutre 05		Poutre 06		Poutre 07		Poutre 08	
			$K\alpha$	$M_{réel}$ (KN.m)	$K\alpha$	$M_{réel}$ (KN.m)	$K\alpha$	$M_{réel}$ (KN.m)	$K\alpha$	$M_{réel}$ (KN.m)
Mg	/	5908.91	1	5908.91	1	5908.91	1	5908.91	1	5908.91
A(l)	1	656,5235	0,868	570,0784	1,21	800,753	1,521	998,9442	1,613	1059,403
	2	1313,048	0,956	1255,88	1,044	1371,192	0,522	1373,146	0,256	1348,188
Bc	1	582,1525	0.78	454,079	1.225	713,1368	1.68	980,927	2.445	1423,363
	2	1075,241	0.915	983,8457	1.18	1268,785	1.302	1400,502	1.496	1609,099
Bt	1	459,765	0.815	374,7085	1.225	563,2121	1.63	749,417	1.995	917,2312
	2	924,0275	0.95	877,8261	1.14	1053,391	1.24	1145,794	1.295	1196,616
Mc120	/	1267,524	0,928	1176,389	1,167	1479,707	1,320	1673,448	1,453	1842,663
D240	/	1927,675	1,046	2016,89	1,170	2256,946	1,116	2151,466	0,969	1869,182

Tableau V 5 : Combinaison de moment réel a l'ELU et l'ELS.

		Poutre 05	Poutre 06	Poutre 07	Poutre 08
	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)			
ELS	G+1.2A(l)	7415,966	7554,34	7556,685	7526,735
	G+1.2Bc	7089,525	7431,452	7589,512	7839,828
	G+1.2Bt	6962,301	7172,98	7283,863	7344,849
	G+Mc120	7320,577	7684,559	7917,048	8120,105
	G+D240	8329,178	8617,245	8490,669	8151,929
ELU	1.35G+1.6A(l)	9986,437	10170,94	10174,062	10134,129
	1.35G+1.6Bc	9551,182	10007,08	10217,831	10551,586
	1.35G+1.6Bt	9381,55	9662,455	9810,299	9891,613
	1.35(G+Mc120)	9565,153	9974,633	10236,184	10464,623
	1.35(G+D240)	10699,83	11023,91	10881,508	10500,424

- A l'ELS la combinaison la plus défavorable est **G+ D240** de la poutre n°06

$$M_{max} = 8{,}617\ MN$$

- A l'ELU la combinaison la plus défavorable est **1.35G+ 1.35 D240** de la poutre n°06

$$M_{max} = 11{,}023\ MN$$

V.2 REPARTITION TRANSVRSALE (LOGICIEL ROBOT) :

V.2.1 INTRODUCTION

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 06 travées identiques et indépendantes, on étudiera donc une seule travée (une dalle de 25 cm reposant sur 08 poutres).

V.2.2 RESULTATS DES MOMENT FLECHISSANT :

Le moment max à **ELS** = 8626,18 KN.m de la combinaison G+D240.

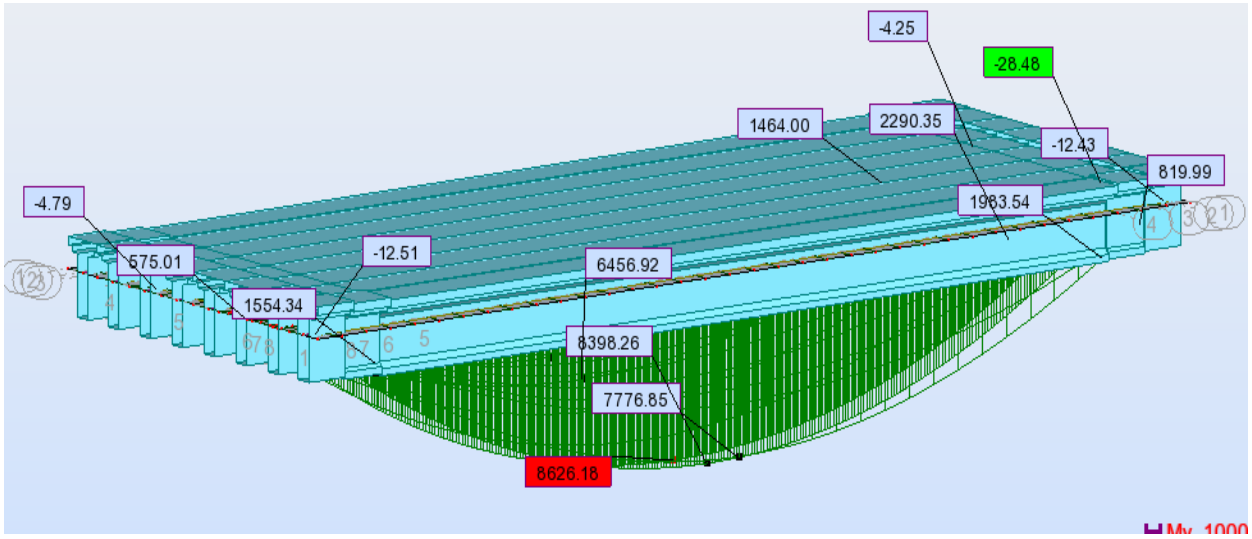


Figure V 7 : Diagramme de moment max à l'ELS (sur ROBOT).

Le moment max à **ELU** = 11645,35 KN.m de la combinaison 1,35(G+D240).

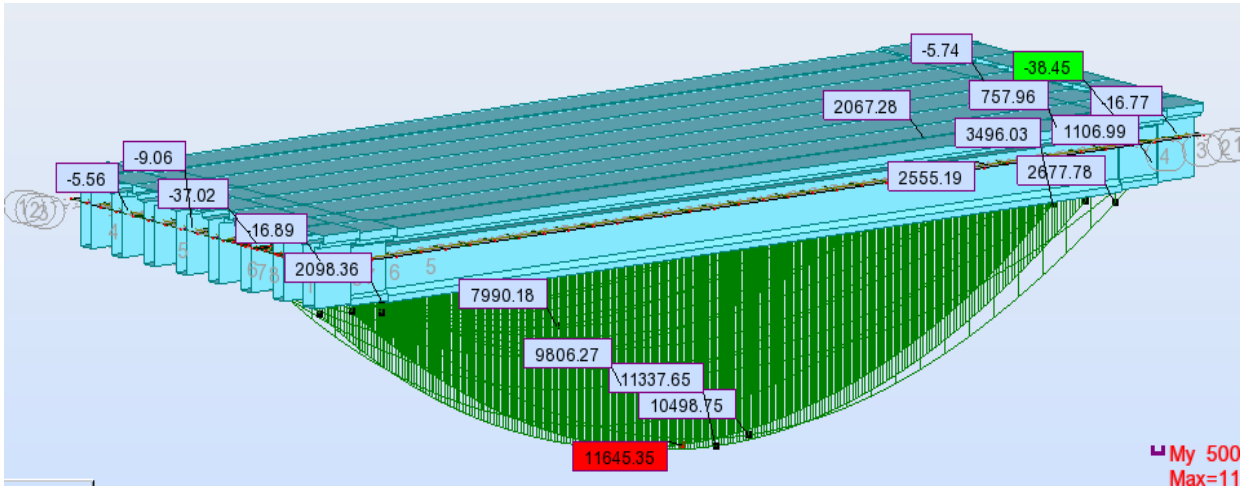


Figure V 8 : Diagramme de moment max a l'ELU (sur ROBOT).

V.3 ETUDE COMPARATIVE :

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

Tableau V 6 : Tableau de comparaison des moments.

	Combinaison	*Manuelle*	*Automatique*
ELU	*1,35(G+D240)*	*11023,91*	*11645,35*
ELS	*G+D240*	*8617,45*	*8626,18*

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.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.

Tableau VI 1 : Caractéristique de la précontrainte.

Type de câble	*12T15*
Air nominale de chaque toron	*140 mm²*
Air nominale de A_p	*1800 mm²*
Diamètre de la gaine	*80 mm*
Tension minimale de rupture f_{prg}	*1770 MPA*
Contrainte élastique garantie f_{peg}	*1593MPA*
Module d'élasticité	*190 000 MPA*
Relaxation a 1000 heures	*2,5%*

VI.1.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTION :

Tableau VI 2 : Caractéristiques géométriques de la section d'about.

Caractéristiques géométriques	***Section about***	
	Poutre	*Poutre+Dalle*
B(m^2)	*1.3*	*1.74*
V'(m)	*1.07*	*1.34*
V(m)	*0.93*	*0.91*
I_G(m^4)	*0.48*	*0.85*
i^2(m^4)	*0.37*	*0.58*
ρ%	*0.37*	*0.47*

Tableau VI 3 : Caractéristiques géométriques de la section médiane.

Caractéristiques géométriques	***Section médiane***	
	Poutre	*Poutre+Dalle*
B(m²)	*0.79*	*1.24*
V'(m)	*1.11*	*1.47*
V(m)	*0,89*	*0,78*
$I_G(m^4)$	*0.39*	*0.68*
$i^2(m^4)$	*0.49*	*0.55*
ρ%	*0.5*	*0.48*

Tableau VI 4 : Les moment pris en considération.

Moment du a la charge G+D240 a l'ELS	M_{Max} *=8,62 MN.m*
Moment du aux charges permanentes	M_{Min} *=5,64 MN.m*
$\Delta M = M_{Max} - M_{Min}$	*ΔM=2,98 MN.m*
Moment du au poids propre de la poutre	M_p*=3,28 MN.m*

VI.1.2 CALCUL DE LA PRECONTRAINTE :

Pour les contraintes admissibles en **CLASSE II :**

Tableau VI 5 : Caractéristique de béton

	En construction	*En service*
En compression	*σbc1 = 0,6 fC28 = 21 MPa*	*σbc2 = 0,5 fC28 = 17,5 MPa*
En traction	*σbt1 = - 1,5 ft28 = - 4.50 MPa*	*σbt2 = - ft28 = - 2.7 MPa*

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

Pmin = Max [P_I ; P_{II}]

Avec :

Section Sous critique :

$$P_I = \frac{Ac.V.V'}{I.(V+V')}.\ \Delta M$$

P_I=2,77 MN.

Section sur critique :

$$P_{II}=\frac{Mmax}{\frac{I}{Ac.V'}+V'-d'}$$

P_{II}=5,33MN.

D'où : $P_{min} = P_{II}$ =5,33MN.

VI.1.2.1 DETERMINATIO DE NOMBRE DE CABLE 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 :

$$P0 = min\{0.9f_{peg}Ap\ ;0.8f_{prg}Ap\}$$

Avec A_p = (12T15) = 12*140 = 1680 mm².

D'où : P_0 = 2.38 MN

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

$$P_{min} \leq n.(P_0.0,75)$$

$$n \geq P_{min}/(P_0.0,75).$$

On aura : $n \geq 2,99$

Donc on prend alors **3 câbles de 12T15.**

VI.1.2.2 DETERMINATION DE NOMBRE DE CABLE 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 : $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$
- ✓ Fibre inférieure : $\boldsymbol{\sigma_{inf}} \leq \sigma_{bc}$

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{Bn} - (Pe0 - Mp).\frac{V}{In} \geq -1,5f_{tj} = \boldsymbol{\sigma_{bt}}.$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{Bn} + (Pe0 - Mp).\frac{V'}{In} \leq 0,6f_{cj} = \boldsymbol{\sigma_{bc}}.$$

On aura :

Pour σ_{sup} on a : P ≤ 14,15 MN

Pour σ_{inf} on a : P ≤ 7,73 MN

Avec : $n \geq P/P_0$.

$$\left\{ \begin{array}{c} n \geq 5{,}95. \\ n \leq 3{,}25. \end{array} \right\}$$

VI.1.3 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE

VI.1.3.1 VERIFICATION DES CONTRAINTES AU 7EME JOURS (1ere phase):

On tire les 4 câbles d'about à **50%** de **P0** et on estime les pertes à la mise en tension à **100%** de **P0 (Document SETRA).**

$P = 0.5\ n\ (P_0 - 0.1 \times \Delta P) = 3{,}24$ MN.

- Fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} : \frac{P}{Bn} - (Pe0 - Mp) . \frac{V}{In}$$

- Fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} : \frac{P}{Bn} + (Pe0 - Mp) . \frac{V'}{In}$$

Application numérique :

M =2,90 MN.m

e_0 = 0,89 m.

$\sigma_{sup} = \frac{2{,}90}{0{,}79} - (3{,}24 * 0{,}89 - 2{,}90) . \frac{0{,}98}{0{,}39} = 4{,}18$ MPA.

$\sigma_{inf} = \frac{2{,}90}{0{,}79} + (3{,}24 * 0{,}89 - 2{,}90) . \frac{1{,}11}{0{,}39} = 4{,}01$ MPA.

Tableau VI 6 : Les contraintes au 7éme jours.

Résistance de béton	*Contrainte*	
f_{c7} *=23,18 MPA*	σ_{max} *= 13,91 MPA*	σ_{sup} *=4,18 MPA*
f_{t7} *=1,99 MPA*	σ_{min} *=-2,98 MPA*	σ_{inf} *=4,01 MPA*

Les contraintes étant vérifiées lorsque le béton aura atteint une résistance de 7éme jour on tire les câbles à 50% de leur mise en tension**.**

VI.1.3.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES AU 28 JOURS (2eme phase):

On tire les 4 câbles d'about à **100%** de **P0** et on estime les pertes à la mise en tension à **10%** de **P0 (Document SETRA).**

$P = n\,(P_0 - 0.1 \times \Delta P) = 6{,}42$ MN.

Tableau VI 7 : Les contraintes au 28 jours.

Résistance de béton	*Contrainte*	
f_{c28} *=35 MPA*	σ_{max} *= 21 MPA*	σ_{sup} *=1,78 MPA*
f_{t28}*=2,7 MPA*	σ_{min} *=-4,05MPA*	σ_{inf} *=16,05 MPA*

Les contraintes étant vérifiées lorsque le béton aura atteint une résistance de **35 MPa**, on tire les câbles à 100% de leur mise en tension**.**

VI.1.3.3 VERIFICATION DES CONTRAINTES APRES LA POSE DE LA DALLE (3eme phase):

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.

$M_{poutre+hourdi} = 4{,}60$ MN.m

Les pertes considérées sont de 15 %

Tableau VI 8 : Les contraintes après la pose de la dalle.

Résistance de béton	*Contrainte*	
f_{c28} *=35 MPA*	σ_{max} *= 21 MPA*	σ_{sup} *=1,53 MPA*
f_{t28}*=2,7 MPA*	σ_{min} *=-4,05MPA*	σ_{inf} *=11,23 MPA*

VI.1.3.4 VERFICATION DES CONTRAINTES EN SERVICE (4eme phase):

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 = 8,63 MN.m

P = n.(0.75P0) = 5,35 MN

Tableau VI 9 : Les contraintes en service.

Résistance de béton	*Contrainte*	
f_c *=35 MPA*	σ_{max} *= 21 MPA*	σ_{sup} *=5,28 MPA*
f_t*=2,7 MPA*	σ_{min} *=-4,05MPA*	σ_{inf} *=-0,03 MPA*

VI.1.4 TRACER DES CABLES PRECONTRAINTS :

VI.1.4.1 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.

VI.1.4.2 TRACER DES CABLES :

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 :

$$(1/R)=8.f/l^2.$$

l **:** est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

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

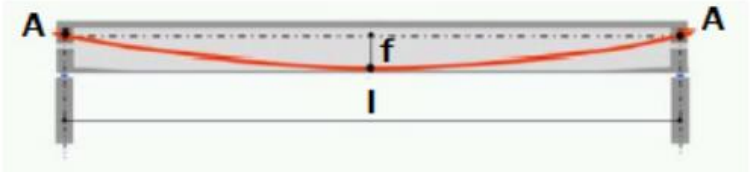


Figure VI 1 : Allure de câble d'un système isostatique.

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.

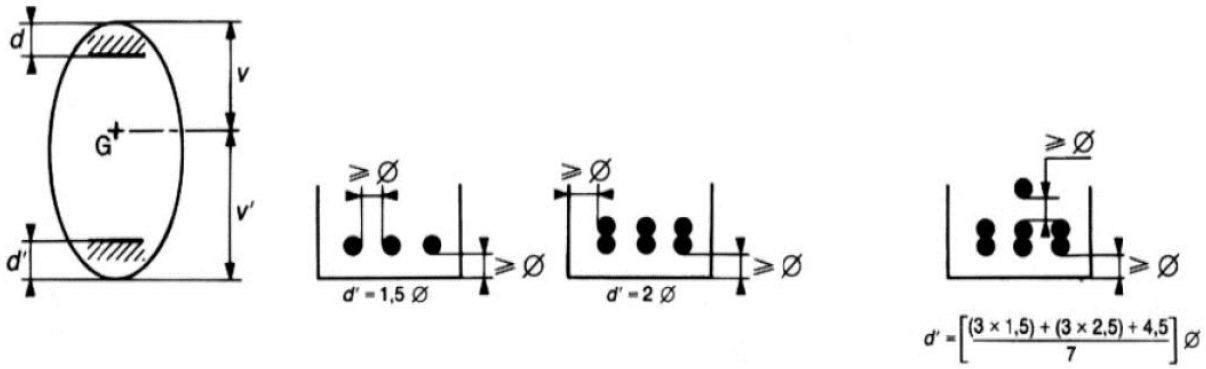
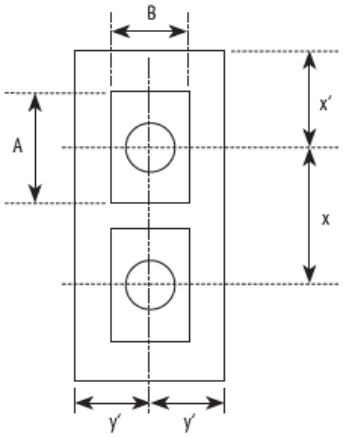


Figure VI 2 : Dispositions constructives des câbles précontraints.

Pour les câble 12T15 On a AxB = (240x200) mm² , X=30cm



Dimensions x and y must meet the following conditions:

$x \geq A + 30$ (mm)
$y \geq B + 30$ (mm)
$x \cdot y \geq a \cdot b$
$x \geq 0.85\ a$
$y \geq 0.85\ b$
$x' \geq 0.5\ x$ + concrete cover — 10 (mm)
$y' \geq 0.5\ y$ + concrete cover — 10 (mm)

Figure VI 3 : Dispositions des plaques d'encrage.

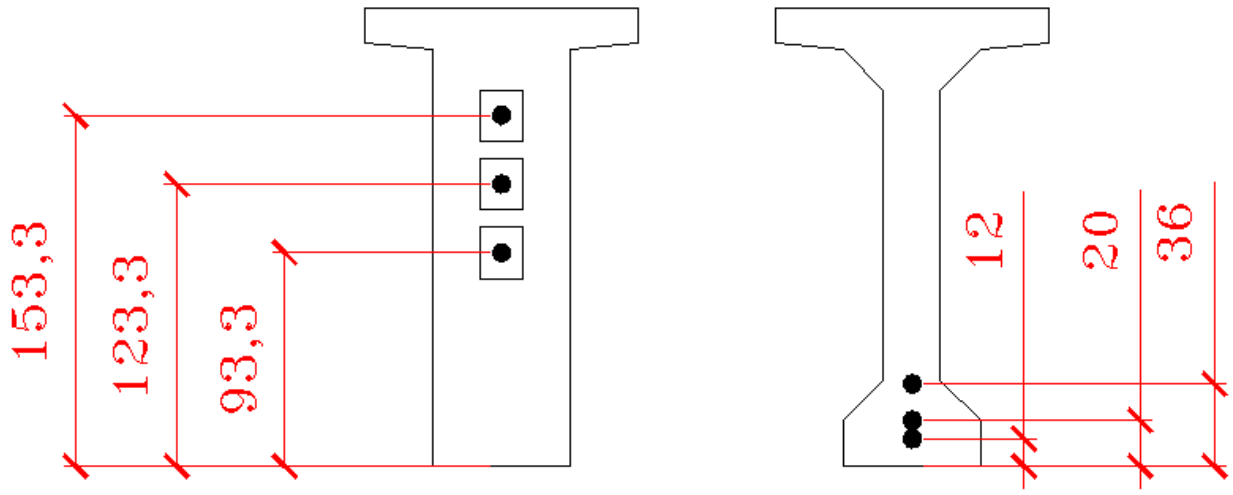


Figure VI 4 : Passage des câbles à X=0 et à X=L/2.

- Les câbles présentes Un alignement droit sur une distance de 1,2 m à partir d'ancrage.
- L'angle de déviation β sur une longueur peut être calculé par l'équation :

$$\beta(l)=4\times f/l$$

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

$$Arc\sin(V_M-\bar{V})/P \leq \alpha \leq Arc\sin(V_m+\bar{V})/P$$

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

$$\alpha_{opt}=Arc\sin[(V_M+V_m)/(2.P)].$$

Avec :

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis.

$$b_n = b_0 - n\times\varphi = 0{,}52\ m$$

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis.

$$Bn = B_{Brute} - n \times B_{Gaine} = 1{,}45\ m^2$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

$$\sigma_x = P/B_{n(p+d)} = 3{,}68\ MPA.$$

τ : Contrainte tangentielle limité en état limite de service.

$$\tau = [0.4\times f_{tj}\times(f_{tj}+\sigma_x)]^{1/2} = 2{,}62\ MPA.$$

$\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$$\bar{V} = \tau\times bn\times 0.8h = 2{,}46\ MPA.$$

Donc :

$$-13{,}47 \leq \alpha \leq 34{,}18$$

Tableau VI 10 : Caractéristiques de tracé des câbles.

N° câble	*l (m)*	α_{rel}	*Yi (m)*			*f (m)*	*R (m)*	*β(l) rad*
			x=0	*1*	*18*			
Cable 01	*34*	*5,03*	*0,93*	*0,84*	*0,12*	*0,72*	*200,14*	*0,085*
Cable 02	*34*	*6,39*	*1,22*	*1,11*	*0,2*	*0,91*	*159,14*	*0,107*
Cable 03	*34*	*7,25*	*1,53*	*1,40*	*0,36*	*1,04*	*138,57*	*0,123*

VI.2 CALCUL DES PERTES :

VI.2.1 PERTE DE TENSION INSTANTANEE :

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 : $\sigma_{pi}(x)=\sigma_{P0}(x)-\Delta\sigma_{pi}(x)$.

VI.2.1.1 PERTES PAR FROTEMMENT :

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 :

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

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).

Tableau VI 11 : Valeurs de pertes du aux frottements.

N° câble	*x=l/2 (m)*	*β (rad)*	*fβ+ φx*	*$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)*	*$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)*	*$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)*
Cable 01	*18*	*0,085*	*0,051*	*70,79*	*75,59*	*0,0534*
Cable 02	*18*	*0,107*	*0,055*	*76,08*		
Cable 03	*18*	*0,123*	*0,058*	*79,90*		

VI.2.1.2 PERTES DU 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 :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times k(d - x)$$

Avec :

l : Longueur de la moitié de la poutre.

d : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage ; $d = \sqrt{\frac{Ep.g}{\sigma p0.K}}$.

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

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

Tableau VI 12 : Valeurs de pertes du au recul a l'ancrage.

N° câble	*l (m)*	*k (m^{-1})*	*d (m)*	*$\Delta\sigma_{p(l/2)}$*	*$\Delta\sigma_{p(0)}$*
Cable 01	*18*	*0,0028*	*16,81*	*0*	*135,64*
Cable 02	*18*	*0,0031*	*16,20*	*0*	*140,75*
Cable 03	*18*	*0,0032*	*15,80*	*0*	*144,34*

VI.2.1.3 PERTES PAR DEFORATION 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 :

$$\sigma_e = 1/2(E_P/E_{ij})\sigma_{bi}$$

A_P : Section du câble de précontrainte.

E_P : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton = 35981,7 MPA.

e : Excentricité moyenne des câbles = 0,88 m.

I_G : Moment d'inertie de section médiane seule = 0,39 m^4.

P : Effort de précontrainte, $P=n.A_p(\sigma_{b0}- \Delta\sigma_{\varphi\ Moy})$. = 2,38 MN.

M_P : Moment du au poids propre de la poutre =3,28 MN.m

σ_{bi}: contrainte parabole du béton.

$$\sigma_{bi}= P/B +(P.e^2/I_G)-(M_p.e/I_G).$$

$$\sigma_{bi}=14,64\ MPA.$$

On aura :

$$\sigma_e = 38,65\ MPA.$$

$$\sigma_e =0.0273 = 3\%.$$

VI.2.2 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 :

$$\sigma_{pf}(x)=\sigma_0-\Delta\sigma_j(x)-\Delta\sigma_d(x).$$

VI.2.2.1 PERTES PAR RETERAIT :

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 : $\xi_r[1-r(t_0)]$.

ξ_r : Retrait final, $\xi_r=3\times10^{-4}$ (Zone tempérée).

r(t) : Loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$

$$\Delta\sigma_r = 57\ MPa.$$

$$\Delta\sigma_r = 04\%.$$

VI.2.2.2 PERETES 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 :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma b(x) \times (E_p / E_{ij}).$$

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application :

$$\sigma bi = P/B + (P \times e^2)/I_G - (M_P \times e)/I_G.$$

$$\sigma bi = 6{,}71\ MPA$$

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton = 35981,7 MPA

E_p=190 000 MPa.

M_P : Moment du au poids propre de la (poutre+dalle) =5,64 MN.m

e_0 =Excentricité au cable moyen. =1,24 m

Les pertes par retrait :

$$\Delta\sigma_{fl} = 81{,}48\ MPA.$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0{,}06 = 6\%$$

VI.2.2.3 PERTES 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 :

$$\Delta\sigma_\rho = (6/100) \times \rho_{1000} (\sigma_i / f_{prg} - \mu_0) \times \sigma_i$$

Avec :

ρ_{1000} (%) : Relaxation garantie à 1000 h : ρ_{1000}=2.5%

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

$$\Delta\sigma_\rho = 59{,}64\ MPA.$$

$$\Delta\sigma_\rho = 0{,}04 = 04\%.$$

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 :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + (5/6)\Delta\sigma_\rho$$

Tableau VI 13 : Pertes totales.

	MPa	*%*
$\Delta\sigma_{Inst}$	*114,24*	*8,07*
$\Delta\sigma_{Diff}$	*188,18*	*13,29*
$\Delta\sigma\infty$ =	*302,43*	***21,36***

VI.3 LES SECTION 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.

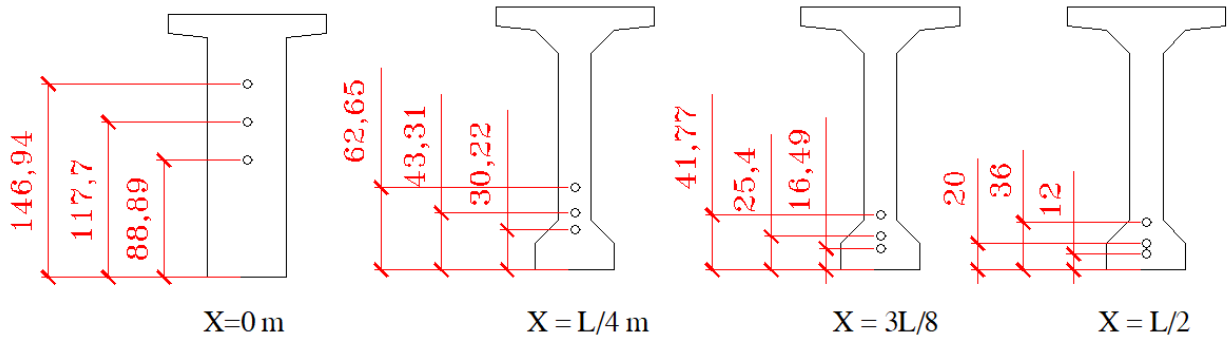


Figure VI 5 : Dispositions des câbles.

VI.3.1 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.**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI 14 : 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)	*2,00*	*2,25*	*2,00*	*2,25*	*2,00*	*2,25*	*2,00*	*2,25*
B_{nette} (m^2)	*1,284*	*1,726*	*0,778*	*1,220*	*0,778*	*1,220*	*0,778*	*1,220*
v_n *(m)*	*0,987*	*0,911*	*0,879*	*0,765*	*0,876*	*0,763*	*0,875*	*0,762*
v'_n *(m)*	*1,013*	*1,339*	*1,121*	*1,485*	*1,124*	*1,487*	*1,125*	*1,488*
I_{nG} (m^4)	*0,476*	*0,846*	*0,378*	*0,665*	*0,374*	*0,659*	*0,373*	*0,657*
ρ *(%)*	*37,09*	*40,16*	*49,31*	*47,96*	*48,83*	*47,61*	*48,68*	*47,49*

VI.3.2 LIMITATION DES CONTRAINTES :

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

Tableau VI 15 : Limitation des contraintes.

J ≥ 07 jours.	σ_{bc} *=13,91 MPA*	*Exécution / Q.Rares / Q.Fréquante*
	σ_{bt1} *= -2,99 MPA*	
	σ_{bt2} *=-1,39 MPA*	*Exécution*
J ≥ 28 jours	σ_{bc} *= 21 MPA*	*Exécution / Q.Rares / Q.Fréquante*
	σ_{bt1} *= -4,05 MPA*	
	σ_{bt2} *=-1,89 MPA*	*Exécution*
	σ_{bt2} *= -2,7 MPA*	*Q.Rares*

VI.4 EFFORT DE PRECONTRAINT P :

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×P0 – 0,8×ΔP.
- P2 = 0,98×P0 – 1,2×ΔP ; P0 = 2,90 MN.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI 16 : Caractéristique de chaque phase de vérification.

	N câbles	*% Mt*	*ΔP*	*P1*	*P2*	*dx=0*	*d x=L/4*	*d x=3L/8*	*d x=L/2*
Phase 1	*3*	*50*	*4,11*	*3,52*	*3,32*	*1,17*	*0,45*	*0,27*	*0,23*
Phase 2	*3*	*100*	*8,23*	*6,81*	*6,29*	*1,17*	*0,45*	*0,27*	*0,23*
Phase 3	*3*	*100*	*14,86*	*6,43*	*5,72*	*1,17*	*0,45*	*0,27*	*0,23*
Phase 4	*3*	*100*	*21,50*	*6,05*	*5,15*	*1,17*	*0,45*	*0,27*	*0,23*

VI.4.1 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

On va vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}.$$

$$\sigma(y)=(P/B_n)+(P.e0+M/I_n)y.$$

*Application numérique : (**phase 01 a X = L/2**) :*

On a : e_0 0,90 m , P1 = 3,52 MN , P1 = 3,32 MN et M_{ELS} =2,98 MN.m

σ_p =

$\sigma_{sup} = M_{ELS} * \frac{V}{I} = 2,98 * \frac{0,875}{0,373}$ =6,99 MPA

$\sigma_{inf} = -M_{ELS} * \frac{V'}{I} = 2,98 * \frac{1,125}{0,373}$ = -8,99 MPA

σ_{P1} =

$\sigma_{sup} = \frac{2,90}{0,78} - (3,52 * 0,90) . \frac{0,875}{0,373}$ = -2,09 MPA.

$\sigma_{inf} = \frac{2,90}{0,78} - (3,52 * 0,90) . \frac{1,125}{0,373}$ =14,08 MPA

σ_{P2} =

$\sigma_{sup} = \frac{2,90}{0,78} - (3,32 * 0,90) . \frac{0,875}{0,373}$ = -2,73 MPA.

$\sigma_{inf} = \frac{2,90}{0,78} - (3,32 * 0,90) . \frac{0,875}{0,373}$ = 13,27 MPA

σ_{Max} =	σ_{min}=
$\sigma_{sup} = \sigma p_{sup} + \sigma P2_{sup}$ =6,99+(-2,09) = σ_{sup} =4,09 MPA. $\sigma_{inf} = \sigma p_{inf} + \sigma P2_{inf}$ =(-8,99)+14,08 = σ_{inf} =5,09 MPA	$\sigma_{sup} = \sigma p_{sup} + \sigma P2_{sup}$ =6,99+(-2,73) = σ_{sup} =4,26 MPA. $\sigma_{inf} = \sigma p_{inf} + \sigma P2_{inf}$ =(-8,99)+13,27 = σ_{inf} =4,28 MPA

Tableau VI 17 : Vérification des contraintes normales phase 01 et 02.

		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)		-0,16	0,67	0,85	0,90	-0,16	0,67	0,85	0,90
M ELS		0,00	2,27	2,82	2,98	0	2,27	2,82	2,98
P1 (MN)		3,52	3,52	3,52	3,52	6,81	6,81	6,81	6,81
P2 (MN)		3,32	3,32	3,32	3,32	6,29	6,29	6,29	6,29
σp (MPa)	σsup	0,00	5,28	6,60	6,99	0,00	5,28	6,60	6,99
	σinf	0,00	-6,73	-6,30	-8,99	0,00	-6,73	-8,48	-8,99
σP1 (MPa)	σsup	3,92	-0,97	-2,49	-2,90	7,57	-1,87	-4,82	-5,61
	σinf	1,54	11,53	13,54	14,08	2,98	22,30	26,17	27,22
σP2 (MPa)	σsup	3,69	-0,91	-2,35	-2,73	6,99	-1,73	-4,45	-5,18
	σinf	1,45	10,87	12,76	13,27	2,75	20,59	24,17	25,14
σMax (MPa)	σsup	3,92	4,31	4,11	4,09	7,57	3,41	1,79	1,39
	σinf	1,54	4,80	7,24	5,09	2,98	15,57	17,69	18,23
σMin (MPa)	σsup	3,69	4,37	4,26	4,26	6,99	3,55	2,16	1,82
	σinf	1,45	4,14	6,46	4,28	2,75	13,86	15,69	16,15

Tableau VI 18 : Vérification des contraintes normales phase 03 et 04.

		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)		0,17	1,03	1,21	1,26	0,17	1,03	1,21	1,26
MEls		0,00	3,43	4,30	4,48	0	6,7	8,23	8,62
P1 (MN)		6,43	6,43	6,43	6,43	6,05	6,05	6,05	6,05
P2 (MN)		5,72	5,72	5,72	5,72	5,15	5,15	5,15	5,15
σp (MPa)	σsup	0,00	3,95	4,98	5,20	0,00	7,71	9,53	10,00
	σinf	0,00	-7,66	-9,70	-10,14	0,00	-14,96	-18,57	-19,51
σP1 (MPa)	σsup	2,58	-2,39	-3,77	-4,14	2,42	-2,25	-3,54	-3,89
	σinf	5,42	20,13	22,88	23,63	5,10	18,95	21,53	22,24
σP2 (MPa)	σsup	2,29	0,16	-0,55	-3,68	4,73	0,30	-1,04	-3,31
	σinf	4,82	17,91	20,36	21,02	4,34	16,13	18,34	18,93
σMax (MPa)	σsup	2,58	1,56	1,21	1,06	2,42	5,46	5,99	6,11
	σinf	5,42	12,47	13,18	13,49	5,10	3,98	2,96	2,72
σMin (MPa)	σsup	2,29	4,11	4,43	1,52	4,73	8,01	8,49	6,69
	σinf	4,82	10,25	10,65	10,88	4,34	1,17	-0,24	-0,58

VI.4.2 ARMATURES DES ZONE TENDUES :

La contrainte en phase 4 a mi travée a pour valeur : -0,58 MPA, donc on doit calculer les armatures tendues.

$$A_s = (B_t /1000) + [(N_{bt}/ fe) * (ftj/\sigma_{bt})].$$

B_t : Aire de la section du béton en traction = 0,101 m².

σ_{bt} = Valeur absolue de la contrainte maximale de traction = 0,58 MPA.

N_{bt} = La résultante des contraintes de traction correspondantes = 0,03 MN.

Donc

$$A_s = 3{,}80\ cm^2$$

$$\boldsymbol{A_s = 4\ HA\ 12.}$$

VI.4.3 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TENGENTIELLES :

$$\tau^2 \leq 0{,}4 f_{tj}[f_{tj} + \sigma x] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2.f_{tj}/f_{cj}[0.6 f_{cj} - \sigma x] \times [f_{tj} + \sigma x] = \tau_2^2$$

Si $\sigma_x < 0{,}4.\ f_{cj}$ 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 » :

$$\sigma_x = P/B_n \text{ Avec } P = \Sigma P_i \cos\alpha_i$$

P : Effort de précontrainte.

B_n : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI 19 : Effort de précontraint.

		Pcos α	*Psin α*
P1	*1,87*	*1,86*	*0,16*
P2	*1,87*	*1,86*	*0,21*
P3	*1,87*	*1,85*	*0,24*
Somme		*5,57*	*0,61*

➢ Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau=(V_{red}*S_n)/(I_n*b_n).$$

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.

Tableau VI 20 : Contraintes tangentielles.

B_n	σ_x	$\tau 1$	V_{red}	S_n	I_n	b_n	τ
1,73	*3,23*	***2,53***	*0,620*	*0,63*	*0,85*	*0,52*	***0,86***

VI.5 JUSTIFICTION 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 :

$$Tan\ \beta u = 2\tau_u / (\sigma x - \sigma_y)\ ;\ Avec\ \beta u \geq 30°$$

D'où :

σx et σy: Représentent les contraintes normales au niveau de G ; σx = P/B_n.

τ_u**:** Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = (V_{u\ red}.S_n)/ I_n B_n$.

Tableau VI 21 : Détermination de l'angle βu.

V_{ult}	V_{red}	S_n	I_n	b_n	B_n	σ_x	$\tau 1$	βu
1,63	*1,02*	*0,63*	*0,85*	*0,52*	*1,73*	*3,23*	*1,47*	***21,14***

On prend βu = 30°.

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée par : (Article 7.3.22 BPEL 91)

$$(A_t \times f_e)/(B_n \times St \times \gamma) \geq [\tau_u - f_{tj}/3] \times tan\beta_u$$

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 =500 MPA.

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

bn : Largeur nette de la section d'appui = 0,52 m

$$\frac{At}{St} \geq 3{,}90$$

Pour un espacement de 20cm

$$At \geq 0{,}78\ cm^2$$

Nous retiendrons donc **un cadre HA12** avec un espacement de 20 cm à l'appui sur un longueur h/2 = 1m et 30 cm à mi-travée.

VI.6 ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT :

La zone d'about est une pièce très sollicitée où un grand nombre d'armatures passives sont concentrées. À l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte.

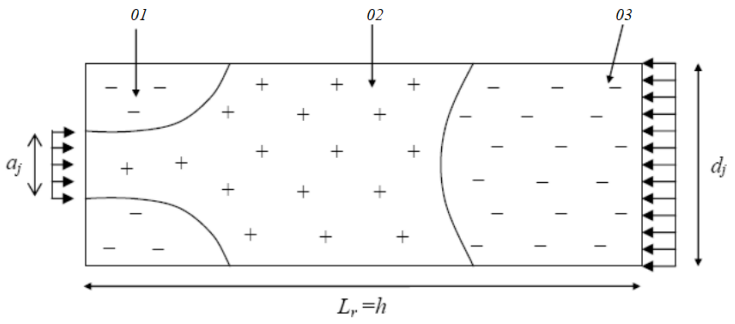


Figure VI 6 : Zone de concentration des contraintes.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

1 => Une zone de surface : tendue.

2 => Une zone intermédiaire : comprimée.

3 => Une zone d'éclatement : tendue.

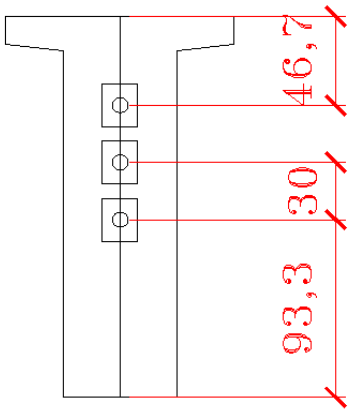


Figure VI 7 : Zone de régularisation.

VI.6.1 DETERMINATION DES DIMENSIONS DU PRISME :

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique dj.

d1=min (2D1 ; D2)=min (186 ; 30)=30cm.

d2=min (D2 ; 2D3)= min (30 ; 94)=30cm.

VI.6.2 ZONE DE SURFACE :

On doit disposer un ferraillage de surface donne par la formule expérimentale suivante :(annexe 4 1.2.1 B.P.E.L).

$$As=0,04\ \frac{Pj0}{\sigma x,lim},$$

P_{j0} =P_0= 2,38 MN.

$\sigma_{s,lim}$= (2/3) f e=333,33 MPa.

As=0,04 (2,38/333,33) = 2,85 cm² (Soit 2cadre de HA12 As=4.52cm²).

VI.6.3 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 :

$$\sigma_{mj}= P_{j0}/b \times dj \leq 2/3\ f_{cj}.$$

- 1er cas : 7eme jours :

Les câbles sont tirés à 50%, avec fc7= 23,18MPa.

$\sigma_{mj} = 0{,}5 * 2{,}38/(0{,}6 \times 0.30) = 6{,}61 \leq 15{,}45$ MPA.

- 2éme cas : 28eme jours :

Les câbles sont tirés à 100%, avec fc28 = 35MPa.

$\sigma_{mj} = 2{,}38/(0{,}6 \times 0.30) = 13{,}22 \leq 23{,}33\ Mpa$

Dans les deux cas c'est vérifié.

VI.6.4 ZONE D'ECLATEMENT :

La contrainte maximale d'éclatement de béton doit vérifier :

$$\sigma_{tej} = 0{,}5(1 - aj/dj) \times P_{j0}/(b \times dj) \leq 1{,}25\, f_{tj}.$$

Avec :

aij = 0,24m

$$\sigma_{tej} = 0{,}5\,(1 - 0.24/0.3) \times 2{,}38/(0{,}6 \times 0.3) = 0{,}96\ MPA \leq 3.37\ MPA.$$ ***Vérifié.***

VI.6.5 FERRAILLAGE D'ECLATEMENT :

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

La reprise des efforts verticaux est assurée par des cadres verticaux répartis sur la profondeur du prisme.

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 0.25\,(1 - aj/dj) P_{j0}/(2/3 fe) \\ \\ 0.15\, P_{j0}/2/3\, fe \end{array} \right\}$$

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{c} 14{,}7\ cm^2 \\ \\ 10{,}71\ cm^2 \end{array} \right\}$$

On disposera donc 4 cadres de HA16 (16,08 cm²) sur une longueur de 0,5 m.

VI.6.6 ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE :

VI.6.6.1 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.

VI.6.6.2 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 :

$$A_t \times f_e / (S_t \times b_n \times 1.15) \geq 0.4\ MPa$$

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

$$St \leq Min\ (0.8\ h\ ;\ 3b0\ ;\ 1\ m) = Min\ (1,6\ ;0.75\ ;1) = 0,75m.$$

$$St = 30cm \leq 75cm\ \textbf{\textit{vérifié.}}$$

Si on pose les armatures de peau comme ferraillage minimal At = 2.26 cm² la condition est vérifiée pour un espacement St = 30 cm dans toutes les sections de la poutre.

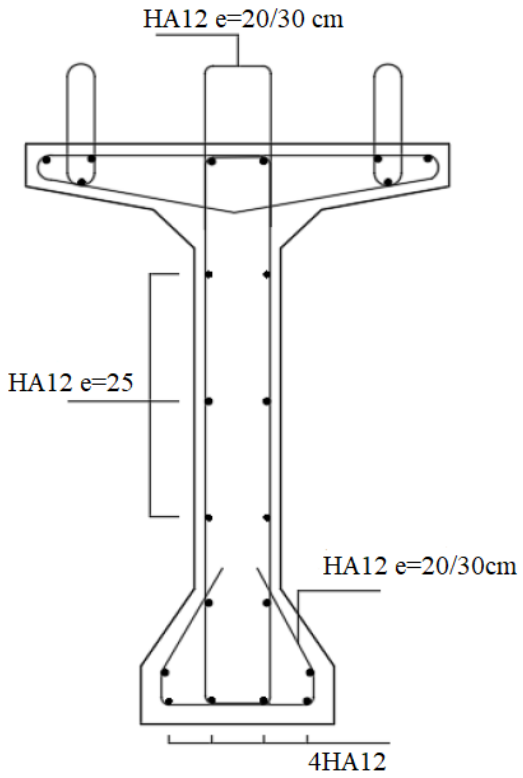


Figure VI 8 : Ferraillage de la poutre

CHAPITRE VII : ETUDE HOURDIS

VII.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.

VII.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).

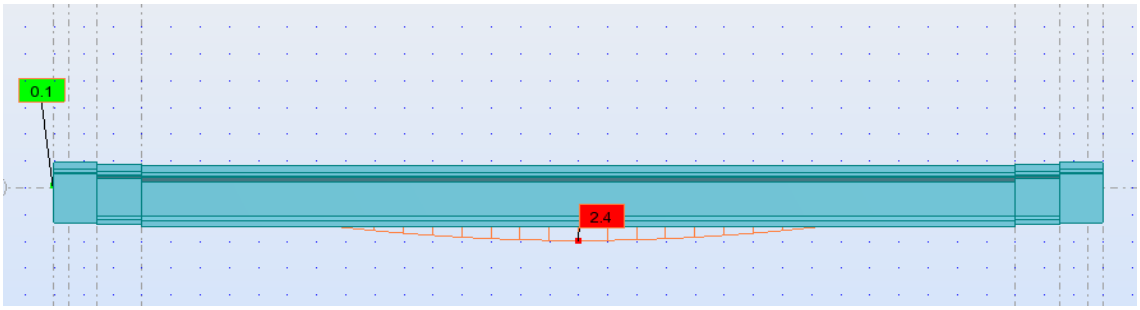


Figure VII 1 :Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle, équipements) est égale à 2.4cm.

$$f_G = 2{,}4\ cm.$$

❖ Contre flèche de précontrainte :

Données de calcul :

$P_{Câble\ moy}$ = 6,81 MN (mise en tension a 100 %)

e_0 = -0.9 m

e_1 =0,16 m

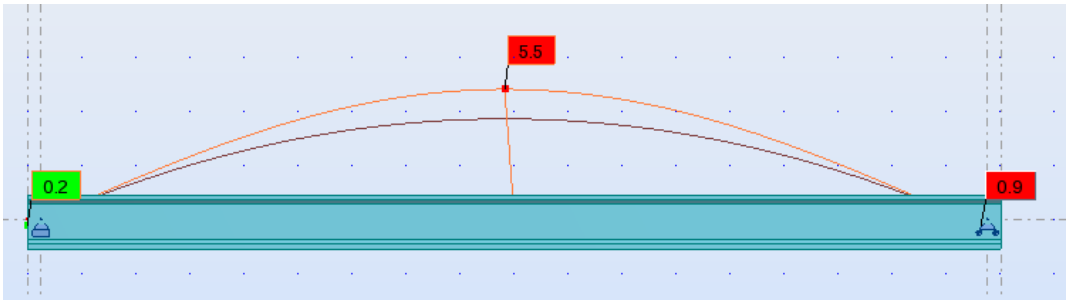


Figure VII 2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.

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 -5,5 cm.

$$f_p = -5{,}5\ cm$$

- Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$fc = 3/4(f_p - f_G) = 3/4\ (5{,}5 - 2.9) = 1{,}95$ cm.

$$fc = 1{,}95\ cm$$

VII.3 FLECHE MAXIMALE A L'ELS :

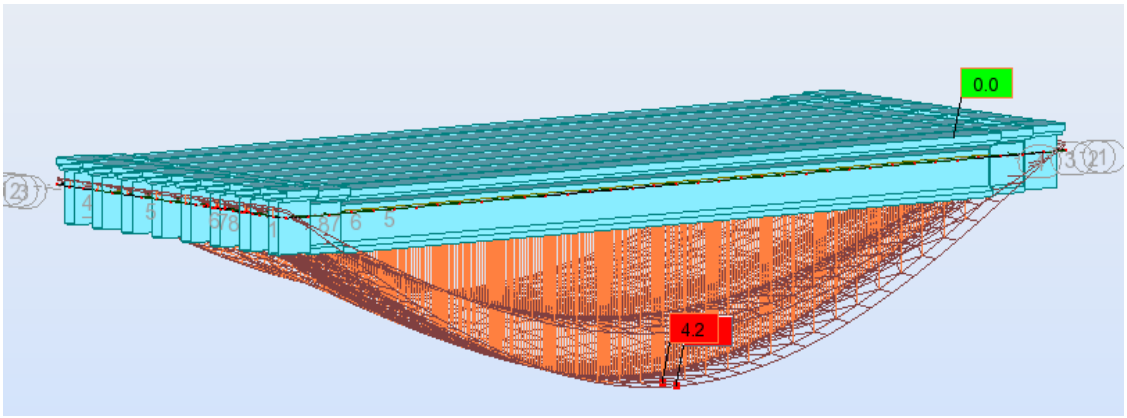


Figure VII 3 : Flèche maximale à l'ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 4,2 cm.

$$f_{ELS} = 4{,}2\ cm$$

❖ Flèche totale

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

$f = f_{ELS} + f_P + f_C \rightarrow f$ =4,2-5,5+1,95 =0,65 cm

La flèche admissible : (L/500 = 3600/500 = 7,2 cm) doit être supérieur à la flèche calculée (0,65 cm)

Conclusion : la condition est vérifiée.

VII.4 ETUDE DE L'HOURDIS :

VII.4.1 GEOMETRIE DE L'HOURDIS :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm ;
- Largeur : 13.80 m ;
- Longueur : le long de l'ouvrage.

❖ 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).

ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS) :

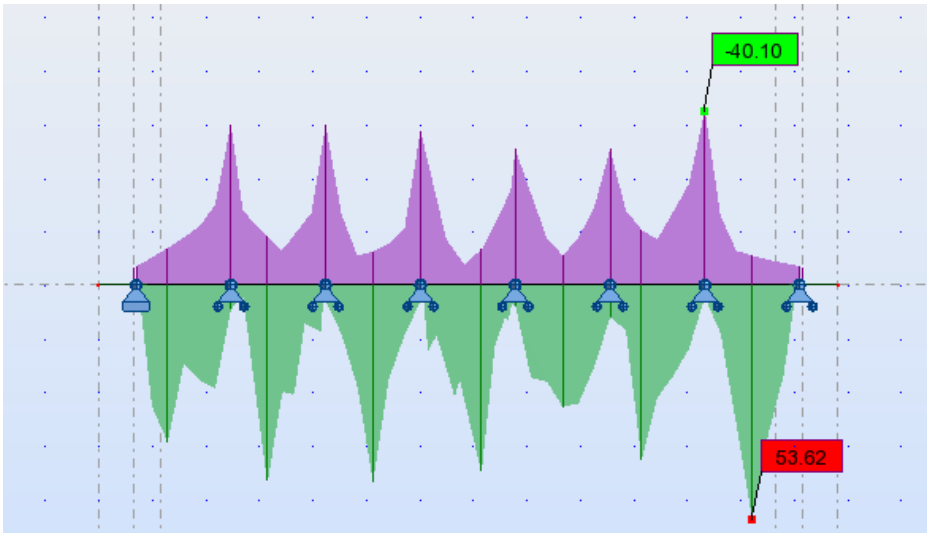


Figure VII 4 : Moment fléchissant de la dalle a l'ELS

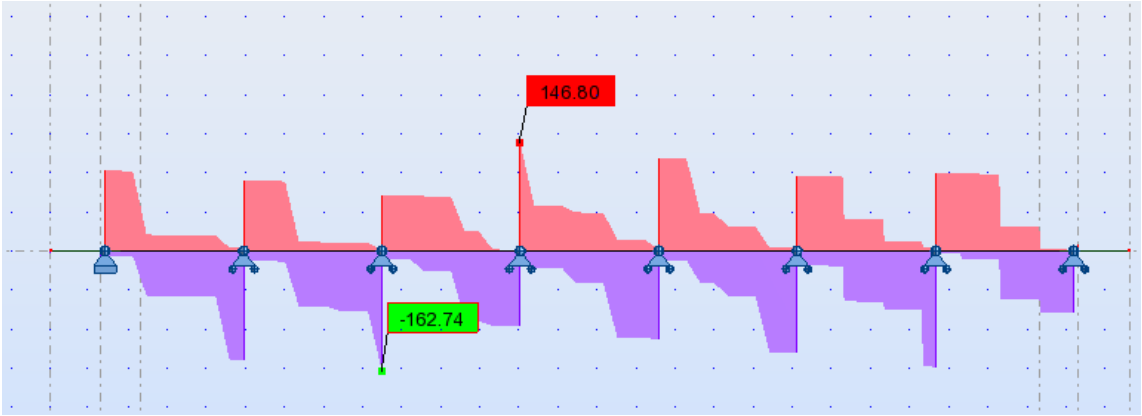


Figure VII 5 : Effort tranchant max de la dalle a l'ELS

ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :

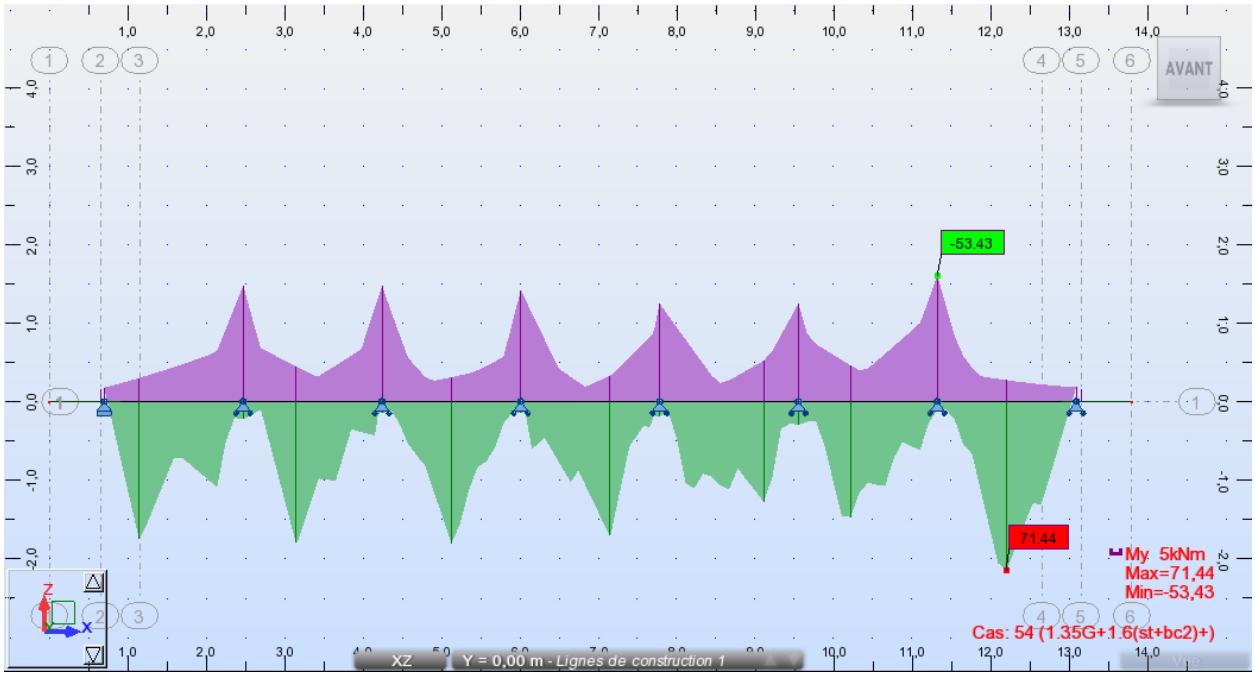


Figure VII 6 : Moment fléchissant max de la dalle a l'LEU.

Donc les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure : M_{ELS} = 40,10 KN.m
- Fibre inférieure : M_{ELS} = 53,62 KN.m

Les moments max à l'ELU sont :

- Fibre supérieure : M_{ELU} = 53,43 KN.m
- Fibre inférieure : M_{ELU} = 71,44 KN.m

VII.4.2 FERRAILLAGE :

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

VII.4.2.1 FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI) :

❖ Armature transversale :

$$As = 8{,}9\ cm^2/ml$$

On opte pour 6 HA 14 (As = 9,24cm^2) ; 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 HA10 (As = 3,08 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

VII.4.2.2 FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE) :

❖ Armature transversale :

$$As = 12{,}1\ cm^2 / ml$$

On opte pour 6 HA 16 (As = 12,06 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal C = 05cm.

❖ Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

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

On opte pour 6 HA10 (As = 4,02 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal C = 05cm.

VII.5 VERIFICATION DE NON POINCENNEMENT :

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

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

$$Q_u = 1.6\ P$$

P : charge de la roue (Bc, Bt)

h = 0.25m ; h_0 (Epaisseur du revêtement) = 0.08m.

Uc = 2(U+V)

Tel que : U = u_0+h+2 ξ h_0 et V = v_0+h+2 ξ h_0 ; Avec : (ζ= 0.75).

- Convoi Bc :

P = 6t ; u = 25 cm ; v = 25 cm

u'= 25 + 2×18.5 =62 cm

v'= 25 + 2×18.5 = 62 cm

U_c = 2×(62+62) = 248 cm = 2.48 m

Q_u = 1.6 × 6 = 9.6 t = 0.096 MN

0.045×U_c×h_d×f_{c28} = 0.045×2.48×0.25×35= 0.976 MN

$$0.976 \geq 0{,}096\ Vérifiée.$$

- Convoi Bt :

P = 8t ; u = 60 cm ; v = 25 cm

u'= 60 + 2×18.5 = 97 cm

v'= 25 + 2×18.5 = 62 cm

$U_c = 2\times (97+62) = 318$ cm $= 3.18$ m

$Q_u = 1.6 \times 8 = 12.8$ t $= 0.128$ MN

$0.045\times U_c\times h_d\times f_{c28} = 0.045\times 3.18\times 0.25\times 35 = 1.25$ MN

1,25 ≥ 0,128 Vérifiée.

VII.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{T}{b.d} \leq \boldsymbol{\tau}_u$$

T : étant l'effort tranchant maximum

$$\frac{T}{b.d} \leq Min\ (0.15\times \frac{35}{1.5}\ ;\ 4MPa).$$

$$\frac{0,163}{1*0.225} \leq Min\ (3,5\ ;\ 4MPa).$$

0,723 ≤ 3,5. Vérifier.

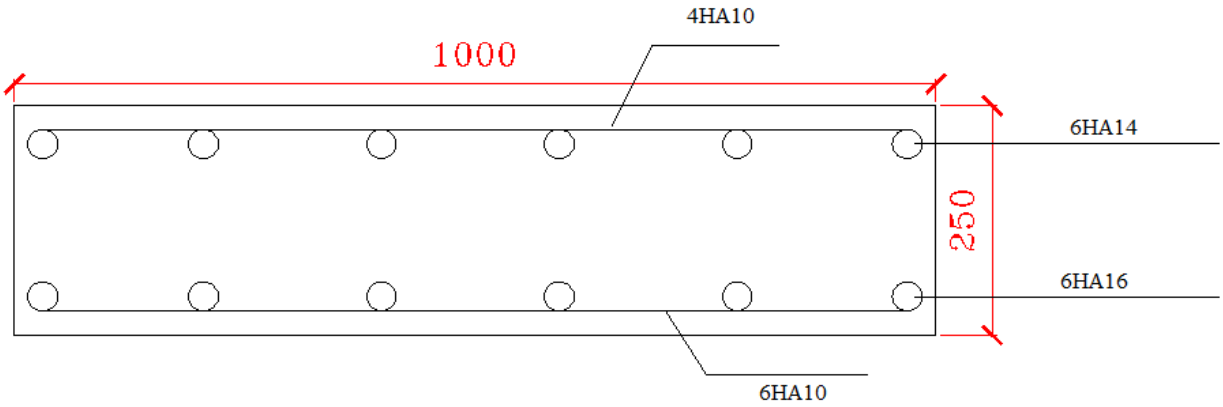


Figure VII 7 : Ferraillage de la dalle.

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 2008** 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 TIZI OUZOU zone II.a (Sismicité élevée).
- Coefficient d'accélération de zone A = 0.2.
- Classification du site S2.

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).

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

$$M_p = 7324{,}68\ T < 0{,}43\ M_T = 28569{,}05\ T.$$

(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.

- Critère n°03 : « Angle de courbure »

L'ouvrage étudié présente une légère courbure (rayon =700 m), ou l'angle balayé en plan par la tangente a l'axe est très inférieur à 30 grades.

- 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.

$$K_p = 1((1/K_{fut}) + 1/K_{app\ d'appuis})$$

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

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

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 ($I = \pi D^4/64 = 0.248$ m4)

h : Hauteur d'un fût.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII 1 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Piles	*H*	*D*	*I*	*n Fût*	$K_{fût}$	$K_{Ap\ App}$	*N appuis*	*Kp*
	(m)	*(m)*	*(m4)*		*(MN/m)*	*(MN/m)*		*(MN/m)*
P1	*7,95*	*1,5*	*0,25*	*3*	*146,81*	*4,36*	*16*	*47,32*
P2	*10,05*	*1,5*	*0,25*	*3*	*72,67*	*4,36*	*16*	*35,61*
P3	*13,5*	*1,5*	*0,25*	*3*	*29,98*	*4,36*	*16*	*20,98*

P4	*12,6*	*1,5*	*0,25*	*3*	*36,88*	*4,36*	*16*	*24,13*
P5	*10,95*	*1,5*	*0,25*	*3*	*56,19*	*4,36*	*16*	*31,13*
C1/C2	*/*	*/*	*/*	*/*	*/*	*4,36*	*8*	*34,91*

1) Transversalement :

Tableau VIII 2 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.

Piles	*H*	*I*	$k_{Fût}$	$k_{Ap\text{-}d'appui}$	*N appuis*	*K*
	(m)	*(m4)*	*(MN/m)*	*(MN/m)*		*(MN/m)*
P1	*7,95*	*75,53*	*14881,73*	*4,36*	*16*	*30,48*
P2	*10,05*	*75,53*	*7366,42*	*4,36*	*16*	*30,42*
P3	*13,5*	*75,53*	*3039,16*	*4,36*	*16*	*30,130*
P4	*12,6*	*75,53*	*3738,03*	*4,36*	*16*	*30,170*
P5	*10,95*	*75,53*	*5695,24*	*4,36*	*16*	*30,383*
C1/C2	*/*	*/*	*/*	*4,36*	*8*	*15,27*

VIII.4 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE :

VIII.4.1 EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL :

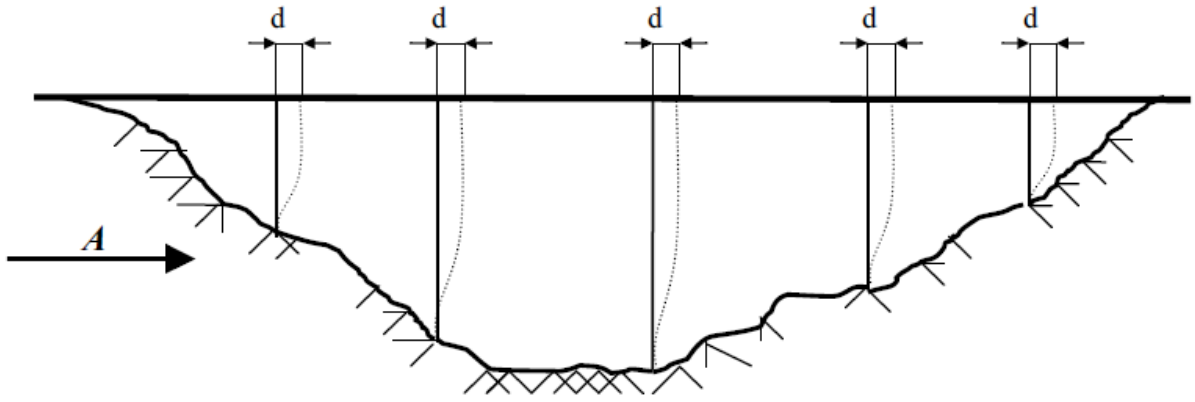


Figure VIII 1 : Séisme longitudinal.

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 :

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

MT : Est la masse effective totale de la structure : MT =6 643,97 T.

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

$$Sae(T,\varepsilon)=\begin{cases} AgS\left(1+\left(\frac{T}{T1}\right)(2.5n-1)\right) & 0 \le T \le T1 \\ 2.5\eta AgS & T1 \le T \le T2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T2}\right) & T2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T_2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le RPOA 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/s$_2$)

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.

<u>Application Numérique :</u>

On a T = 1,07 s D'où

$T_2=0{,}40\text{ s} \le T=1{,}46\text{ s} \le 3{,}0\text{ s}$ ➔ Sa (T ; ξ) = $2.5\eta AgS(\frac{T2}{T2})$ ➔ Sa = 2,02 m/s$_2$.

$F_L = M_T \times$ Sa (T) = 2,02 × 6 643,97

F_L =13397,58 KN.

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

$$F_{i-L}=(K_{i-L}/K_L)\times F$$

$$dL(tablier)=(T/2\pi)^2 Sa$$

P4	*12,6*	*1,5*	*0,25*	*3*	*36,88*	*4,36*	*16*	*24,13*
P5	*10,95*	*1,5*	*0,25*	*3*	*56,19*	*4,36*	*16*	*31,13*
C1/C2	*/*	*/*	*/*	*/*	*/*	*4,36*	*8*	*34,91*

1) Transversalement :

Tableau VIII 2 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.

Piles	*H*	*I*	$k_{Fût}$	$k_{Ap\text{-}d'appui}$	*N appuis*	*K*
	(m)	*(m4)*	*(MN/m)*	*(MN/m)*		*(MN/m)*
P1	*7,95*	*75,53*	*14881,73*	*4,36*	*16*	*30,48*
P2	*10,05*	*75,53*	*7366,42*	*4,36*	*16*	*30,42*
P3	*13,5*	*75,53*	*3039,16*	*4,36*	*16*	*30,130*
P4	*12,6*	*75,53*	*3738,03*	*4,36*	*16*	*30,170*
P5	*10,95*	*75,53*	*5695,24*	*4,36*	*16*	*30,383*
C1/C2	*/*	*/*	*/*	*4,36*	*8*	*15,27*

VIII.4 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE :

VIII.4.1 EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL :

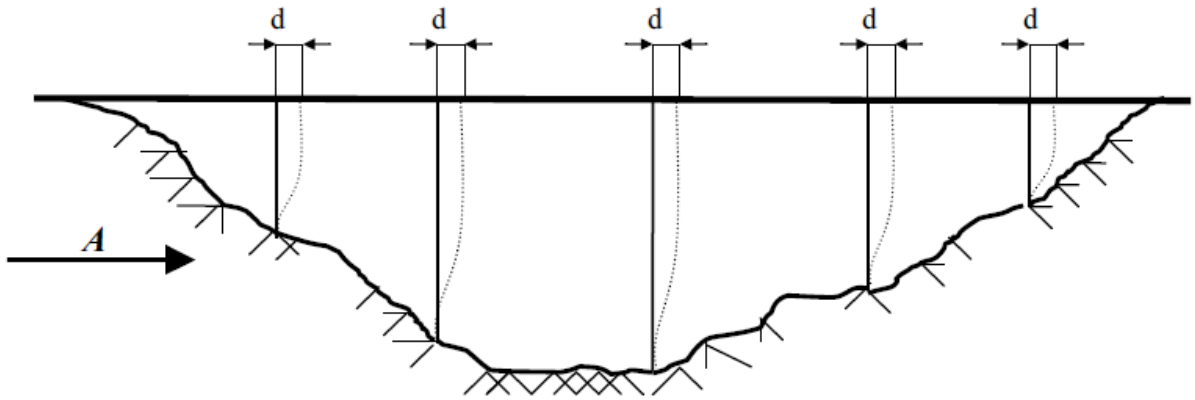


Figure VIII 1 : Séisme longitudinal.

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 :

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

MT : Est la masse effective totale de la structure : MT =307,9*215,8=6 643,97 T.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII 3 : Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui

Appui	*K*	*M*	*T*	*sa*	*Fi*
	(MN/m)	*Kg*	*s*	*m/s²*	*KN*
P1	*69,49*	*1 238 333*	*0,84*	*2,57*	*3 186,39*
P2	*69,16*	*1 247 606*	*0,84*	*2,56*	*3 190,70*
P3	*68,250*	*1 269 463*	*0,85*	*2,53*	*3 188,88*
P4	*68,538*	*1 267 256*	*0,85*	*2,53*	*3 190,56*
P5	*68,973*	*1 251 580*	*0,85*	*2,55*	*3 191,39*
C1/C2	*34,91*	*554 177,00*	*0,79*	*2,73*	*1 510,79*

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 :

$$\begin{cases} E1 = Ex + 0.3\,Ey + 0.3\,Ez \\ E2 = Ey + 0.3\,Ex + 0.3\,Ez \\ E3 = Ez + 0.3\,Ex + 0.3\,Ey \end{cases}$$

Avec :

Ex : force horizontale ou longitudinale (F_L)

Ey : l'effort sismique transversal (Fi)

Ez : réactions d'appui (Ri)

Tableau VIII 4 : Efforts sismiques selon combinaisons du RPOA.

Appui	*EX(KN)*	*EY(KN)*	*EZ(KN)*	*E1(KN)*	*E2(KN)*	*E3(KN)*
C1	*2042,51*	*1 510,79*	*1396,53*	*2 914,7*	*2 542,50*	*2 462,52*
P1	*2768,46*	*3 186,39*	*3724,07*	*4 841,6*	*5 134,15*	*5 510,52*
P2	*2083,43*	*3 190,70*	*5236,97*	*4 611,7*	*5 386,82*	*6 819,21*
P3	*1227,24*	*3 188,88*	*3724,07*	*3 301,1*	*4 674,27*	*5 048,91*

P4	*1411,91*	*3 190,56*	*5236,97*	*3 940,2*	*5 185,23*	*6 617,71*
P5	*1821,53*	*3 191,39*	*5236,97*	*4 350,0*	*5 308,94*	*6 740,85*
C2	*2042,51*	*1 510,79*	*1396,53*	*2 914,7*	*2 542,50*	*2 462,52*

VIII.8 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).

CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENTS

IX.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.

IX.2 CALCUL DES ROTIONS :

IX.2.1.1 Rotation sous poids propre :

La rotation correspondante au poids propre (charge uniformément répartie) est donnée par la formule suivante :

$$\Theta = GL^3/(24*Ev*I)$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about. I = 0,85 m^4

E_v : module d'élasticité différée du béton E_v= 12102,95 Mpa

G = 3,015×10^{-2} MN/ml

$$\theta_G = \frac{3{,}015\times10-^{2}*36\text{^}3}{24*12102{,}98{,}95*0.85} = 0{,}005 \text{ rad.}$$

IX.2.1.2 Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte :

$$\theta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^L Mdx$$

$\int_0^L Mdx$ Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

$\int_0^L Mdx = \int_0^{L/2} Mdx$ = 2(-75,22) = -150,45 m².

$$\theta_p = \frac{-150{,}45}{2*12102{,}98*0{,}85} = -0{,}0073 \text{ rad.}$$

IX.2.1.3 Rotation sous surcharge D240 :

La rotation est donnée par

$$\theta_{D240} = Q_{D240}\ L^3/24\ Ei\ I$$

L : Longueur de la surcharge D_{240} = 18,6 m

Q : surcharge repartie/ml =12.9 t/ml

$$\theta_s = \frac{12{,}9*10-^{2}*18{,}6\text{^}3}{24*12102{,}98*0{,}85} = 0{,}0033 \text{ rad.}$$

IX.2.1.4 Rotation totale :

En service à vide : $\theta = \theta_G + \theta_p$ = 0,005 – 0.0073 = –0,0023 rad

En service en charge : $\theta = \theta_G + \theta_p + \theta_s$ = 0,005 – 0.0073+ 0,0033 = 0,001 rad.

IX.3 CALCUL DES DEPLACEMENTS :

IX.3.1.1 Déplacement dû à une rotation d'appui :

$\Delta\theta = \theta\ h/2 = 0{,}001*2/2 = 0{,}001\ m$

IX.3.1.2 Retrait :

$\Delta r = \varepsilon r * L/2 = 3*10^{-4}\ 36/2 = 0{,}0054$ m

IX.3.1.3 Fluage :

$\Delta_{flu} = \frac{l\ \Delta\sigma flu}{2\ Ep} = \frac{36*81{,}48}{2*2*10\text{^}5} = 0{,}0073\ m.$

IX.3.1.4 Déplacement du a la température :

$\Delta_{temp} = \varepsilon_t \times L/2$.Pour variation de température de $\pm 20°C$

$\varepsilon t = \pm 0.0003$ (courte durée)

$\Delta_{temp} = 0.0003 \times 36/2 = 0.0054$ m

$\varepsilon t = \pm 0.0002$ (longue durée)

$\Delta_{temp} = 0.0002 \times 36/2 = 0.0036$ m

IX.4 CONCLUSION :

Déplacement total maximum est :

$$\Delta l_{max} = 2/3(\Delta_{Rot} + \Delta_{ret} + \Delta_{flu}) + \Delta_{temp}$$

1. Pour une courte durée :

$$\Delta l_{max} = 2/3(0{,}001+0{,}0054+0{,}0073) +0{,}0054=0{,}0145\ m.$$

2. Pour une longue durée :

$$\Delta l_{max} = 2/3(0{,}001+0{,}0054+0{,}0073) +0{,}0036=0{,}0127\ m.$$

IX.5 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 oeuvre et son coût relativement modéré.

$$R_{max}/(a \times b) \leq \sigma_m = 20\ MPa$$

Avec :

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

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

R_{max}: Réaction d'appuis maximale à L'ELU (R_{max}**= 1.63 MN**) ;

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

D'où :

On prendra a = 400 mm et b = 500 mm

IX.5.1 CALCUL DE L'EPAISSEUR DE L'APPAREIL D'APPUI T :

Respectant la condition de non flambement :

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

$$50 \leq T \leq 100$$

IX.5.2 DIMENSIONNEMENT DES FRETTES :

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$ts > a/\beta \times \sigma m/\sigma e$$

$$t_s \geq 2\ mm$$

Avec :

$\beta=(a\times b)/2\times G\times(a+b)=8.10$

$\sigma m=N_{max}/(a\times b)=18{,}63$ MPa.

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

D'où :

t_s = 2,45 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 IX 1 : Dimensions de l'appareil appui.

Dimensions	Valeurs(mm)
A	*250*
B	*350*
t_i	*10*
t_s	*3*
N	*6*
E	*E*
T_b	*73*
T	*55*

IX.6 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS :

IX.6.1 EFFORTS HORIZONTAUX :

Les charges de chaussées, des systèmes **A(L)** et **Bc** sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chassée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- Freinage de Système A(L) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A(L) est : $H_{A(L)} = A(L) \times F_{A(L)} \times S$

S = surface chargée en mètre carré = 36×3,86×3 = 416,8 m²

$F_{A(L)} = \frac{1}{20+0.35\%S}$

$H_{A(L)} = \frac{9,8*416,88}{20+0.0035*416,8}$=190,3 KN ; $H_{A(L)}$ =2,37 t/appareil.

- Freinage Système Bc :

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner soit $H_{Bc}= \frac{30}{8}$ 3,7 t/appareil.

- Effet dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 200 Kg/cm². La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$Fv = P \times L_{portèe} \times Ht$

L = 36 m

$S= Lp \times (h_p+ h_d+ h_r+ h_{trot})$

S = 36(2 + 0,25 + 0,08+0,3) = 94,68 m²

On aura : Fv= 0.2 x 94,68 Fv=18,93 t

- Effort du à la déformation (déplacements) :

$\varepsilon_{def} = \Delta l_{max} = 1{,}3cm$

$\varepsilon_{def} = (H \times T) / (G \times a \times b)$

G : le moment d'élasticité transversale égale à 0,90 MPa

$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T$

T = 5 Cm la hauteur nette de l'élastomère

$H = 90 \times 0{,}5 \times 0{,}4 \times 1{,}45 / 5{,}5$

H = 4,74 t => H = 5,04/8 = 0,592 t/appareil.

IX.6.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

A. Contrainte de compression :

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

Donc il faut que : $\sigma_m = N_{max}/a \times b \leq 20$ MPa

Avec :

N = 1,63 MN : Réaction d'appui à ELU.

$\sigma_m = 8{,}15\ MPa \leq 20MPa$. (Vérifiée)

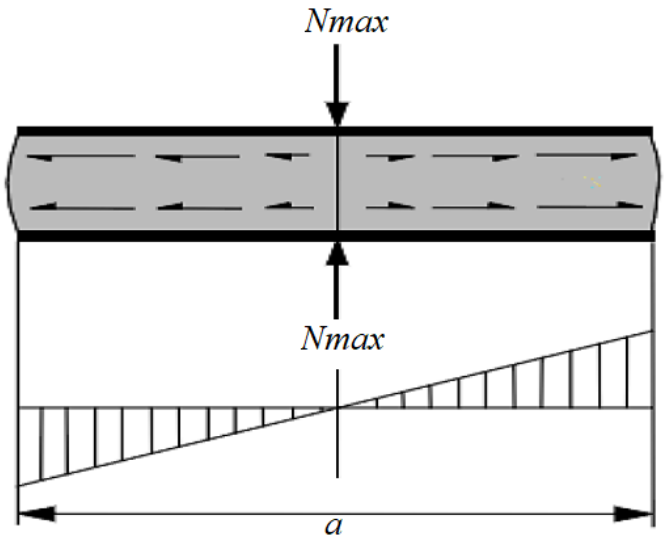


Tableau IX 1 : Effort normale max sur l'appareil d'appui

B. Contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_N + \tau_\alpha + \tau_H \leq 5G$

a) Effort de cisaillement dû à l'effort normal :

$\tau_N = \frac{1,5\,\sigma m}{\beta} \leq 3$ G. Avec β coefficient de forme

$\beta = \frac{a\,b}{2t\,(a+b)} = \frac{40*50}{2*1*(40+50)} = 11,11$

t = épaisseur d'un feuillet élémentaire

$\tau_N = \frac{1,5\,8,15}{11,11} = 1,10$ MPA $\leq 3\ 0.9 = 2,7$ MPA Vérifié

a) Effort de cisaillement dû à l'effort horizontal :

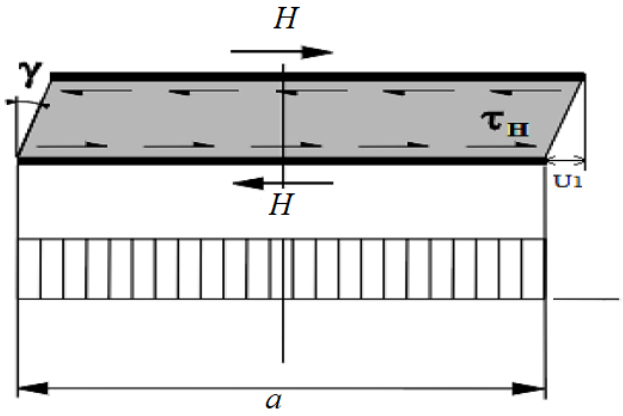


Tableau IX 2 : Effort horizontale sur l'appui.

$\tau_{H1} + 0.5\ \tau_{H2} \leq 0.7G$ τ_{H1} : Déplacement

$\tau_{H1} + 0.5\ \tau_{H2} \leq 1.3G$ τ_{H2} : Séisme, Freinage (dynamique)

- Sous déplacement lent :

$\tau_{H1} = \frac{G*U1}{T} \leq 0,5$ G

U_1 : Déplacement dû au déplacement (température, retrait et fluage).

T : Hauteur de l'appareil d'appui.

$\tau_{H1} = \frac{0,9*U1}{5,5} = 0,237$MPa $\leq 0,5$x0,9 =0,45MPa.

- Sous l'effet dynamique (freinage Bc) :

$\tau_{H2} = \frac{HBc}{a*b} = \frac{0,037}{0,4*05} = 0,185 \leq 0,5$ G =0,45MPa

- Sous l'effet Déformation cumulé (lente + rapide) :

Condition a vérifié $\tau H \leq 0,7$ G.

$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\ \tau_{H2}$

τ_H=0,237+0,5x0,185 = 0,33 MPa ≤ 0,7x0,9= 0,63MPa

Sollicitation due à une rotation :

$\tau_a = \frac{Ga^2(\alpha T+\alpha 0)}{2t^2 n} \leq 1,5$ G

θ_T = rotation en service à vide. $\theta_T = \theta_G+\theta_P$ = -0,0023rad.

α_0 = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose, pour les bétons préfabriqués $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2}$ rad.

τ_a = 0,9 x 40^2 (-0,0023+0,01)/2x1²x5,5= 1,008 MPa≤1,35MPa.

Les contraintes de cisaillement sont limitées a :

$\tau_N + \tau_\alpha + \tau_H \leq 5G$

1,1+1,008+0,33 = 2,438 MPa ≤ 4,5 MPa Vérifié

Pour vérifier la stabilité il faut garantir que le phénomène suivant soit vérifié.

C. Condition de non cheminement et non glissement

$\sigma_{min} = \frac{Nmin}{a*b} \geq 2$ MPa.

σ_{min} : contrainte de compression moyenne minimale.

σ_{min} = 0,541 / 0,4 x 0,5.

$$\sigma_{min}=2,7MPa \geq 2MPa.\ Vérifié$$

$H \leq f\ N_{min}$

f: Coefficient de frottement.

$f = 0,1 + (6 / \sigma_{min}) = 0,1 + 6 / 27 = 0,32$

$f \times N_{min}$ = 0,32x 541 = 173,12 KN.

- H due à la déformation lente :

H : force horizontale correspondante à R_{min}.

H = G x a x b x ε / T.

H = 9 x 40 x 50 x 1.45 /5,5 = 4,74 t < 17,31 t. Vérifié

- H due au séisme :

H_s = 8,75t < 17,31 t. Vérifié

D. Condition de non-soulèvement :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} * \frac{t^2}{a^2} * \frac{\sigma min}{G}$$

α_T = –0,0023 rad

G = 0,9 MPa : module d'élasticité transversale

t = 1cm : épaisseur d'un feuillet élémentaire

β =12,35 : coefficient de forme

σ_{min} = 2,7 MPa

$$\alpha_T\text{=-0,0023rad} \leq \frac{3}{12,35} * \frac{1^2}{40^2} * \frac{27}{9} = 0,00045 \text{ rad Vérifiée.}$$

E. Condition de non flambement :

$$T = 5,5 \leq (a / 5) = 40 / 5 = 8$$

IX.6.3 DIMENSIONNEMENT DE FRETTES :

L'épaisseur de la frette doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} * \frac{\sigma m}{\sigma e} \frac{0,4}{12,35} * \frac{8,15}{235} = 1,12 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 2mm$$

Donc on prend t_s =3 mm

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes σe =235MPa (Acier E24-1) : e ≤ 3mm {SETRA Bulletin technique)

La hauteur totale est donc désignée par l'application suivante :

On a t = 10 mm et t_s = 3 mm => t + t_s =13mm

Donc : H_{TOTAL} =55+(6x3) = 75mm.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes :

a × b ×n× (t + t_s) = 400 × 500 × 5 × (10 + 3).

Nous avons donc :

- 5 feuillets intermédiaires d'épaisseur t = 10 mm

- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur t = 2,5 mm

- 6 frettes intermédiaires d'épaisseur t_s = 3 mm

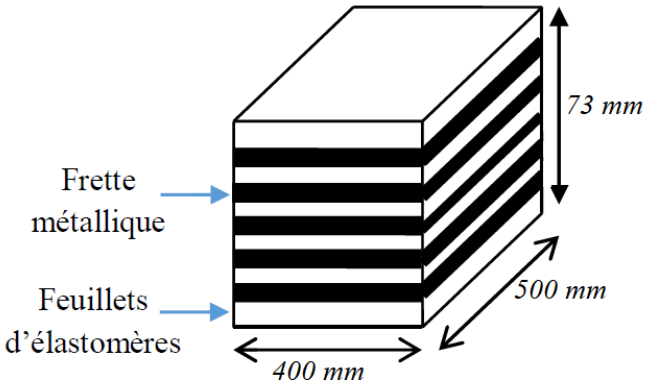


Tableau IX 3 : Dimensions de l'appareil d'appui.

IX.6.4 CONCLUSION :

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc les appareils d'appuis que nous avons choisis peuvent répondre les contraintes normales et tangentielles.

IX.7 LES DES D'APPUIS

Des efforts localisés non négligeables sont susceptibles de se produire à la partie supérieure du mur de front et du chevêtre sous l'effet des charges verticales provenant du tablier d'où risque de la fissuration, pour remédier ce problème on doit disposer des armatures de chainage et des armatures d'éclatement au niveau des dés d'appuis.

IX.7.1 LES DIMENSIONS DU DE D'APPUIS :

Dimension de l'appareil d'appui a ×b= 40×50 cm.

$H_{dap} \geq \frac{2*a*b}{2(a+b)}$ = 22,22 cm

On prend : H_{dap} = 25 cm avec : a1= 60cm et b1= 70 cm.

Alors les dimensions de dé d'appuis sont (60x70) x 25 (cm^3)

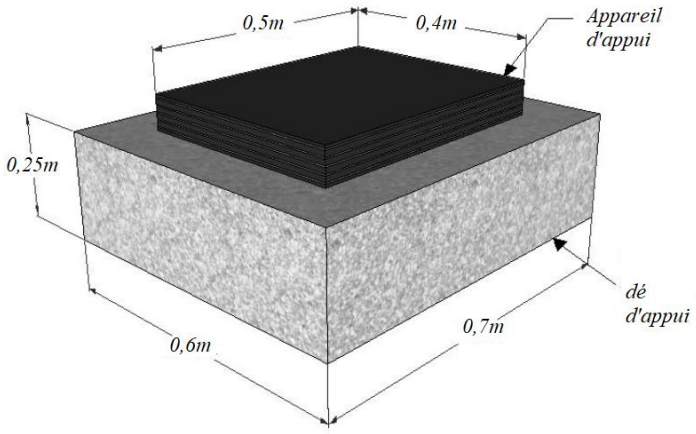


Tableau IX 4 : Les dimensions de l'appareil d'appui + dé d'appui.

IX.7.2 FERRAILLAGE DE DE D'APPUI :

- Armatures de chainage :

A l'ELU :

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

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

N_{max} étant l'effort maximum

N_{max} =1,63 MN

σ_s = 434,78 MPa

A_C = 9,37cm^2 soit : 9HA12 =10,18 cm^2

Ces armatures sont disposées en une seule nappe.

A L'ELS

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

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

N_{max} étant l'effort maximum

N_{max} =1,21 MN

$\sigma s = \max \{ 0,5fe ; 110\sqrt{nftj}\}$ =200 MPA

A_C = 15,12cm^2 soit : 10HA14 =15,39 cm^2

A_c = Max (10,18; 15,39) = 15,39 cm^2 soit 10HA14.

- Armatures de profondeur :

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})

ELU : $As = 0,125\ Ru_{max}/\sigma_S$=4,68 cm^2

ELS : $As = 0.125\ Rs_{max}/\overline{\sigma s}$=7,56 cm^2

Soit 7HA12 =7,92 cm^2.

- Armatures de diffusion :

Ces armatures sont des frettes, et on distingue :

❖ Ferraillage de surface (nappe supérieure) :

Ces armatures sont capables de reprendre (4% R_{max})

As = 0.04 Ru_{max}/σ_S=1,49 cm²

As = 0.04 $Rs_{max}/\overline{\sigma s}$=2,24 cm²

Donc As = 2,24 cm² soit 3HA10 avec As = 2.36 cm².

Ferraillage inférieur ou d'éclatement :

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z

Tel que : h3 < Z < h

As = 0.1 $Ru_{max}/\sigma S$=3,7 cm².

As = 0.1 $Rs_{max}/\overline{\sigma s}$=5,16 cm²

Donc As = 5,16 cm² soit 5HA12 avec As = 5,65cm²

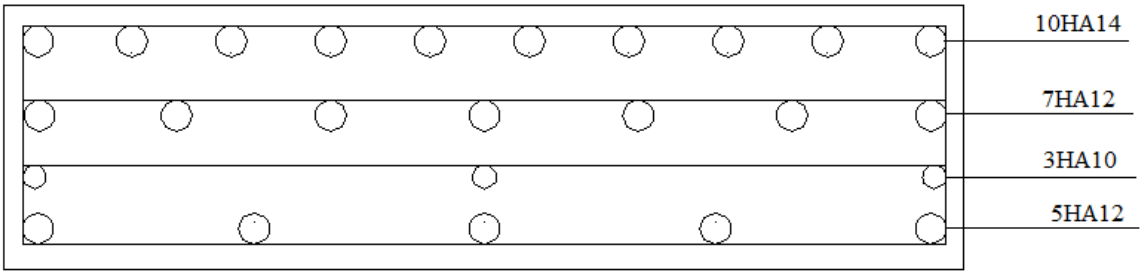


Tableau IX 5 : Ferraillage dé d'appui.

IX.8 JOINT DE CHAUSSEE :

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.

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) :

$$W=W_D+0.4W_T+W_S/3.$$

W : souffle totale du joint

W_D : souffle des déformations différées (retrait +fluage) =0,0054+0.0073 =0,0127m

W_T : souffle thermique= 0.0036 m

W_S : souffle sismique=0,0130m

$$W=W_D+0.4W_T+W_S/3.$$

Combinaison :W=18mm

D'après le bulletin technique d'**ALGA,** on opte au joint **T50**

CHAPITRE X : ETUDE DE LA PILE

X.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.

X.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.

X.3 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.

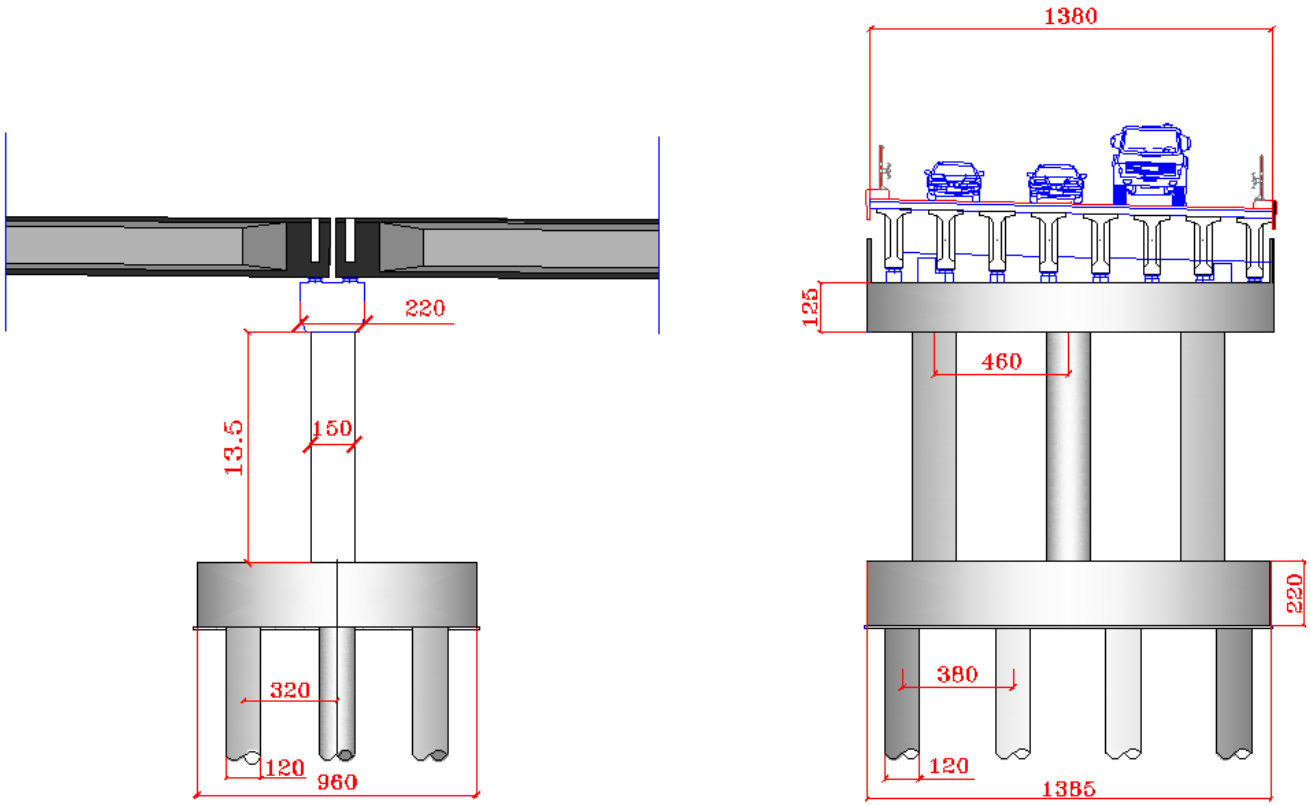


Figure X 1 : Coupe transversale et longitudinale sur pile.

X.4 DESCEND DES CHARGES :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X 1 : Évaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée

Désig	*N (KN)*	*H (KN)*	*FV*	*FH*	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	*1789,04*	*/*	*0,00*	*6,5*	*0,00*	
Chevetre	*948,75*	*/*	*0,00*	*14,13*	*0,00*	
G Tablier	*11083,54*	*/*	*0,00*	*14,75*	*0,00*	
Hf+r	*/*	*155,44*	*/*	*14,75*	*/*	*2292,69*
HT°	*/*	*104,66*	*/*	*14,75*	*/*	*3528,60*
Somme	*14020,33*	*260,10*	*/*	*/*	*0,00*	*5821,29*
(Al)	*2489,40*	*/*	*0,00*	*/*	*0,00*	*/*
(Bc)	*1585,57*	*/*	*0,00*	*/*	*0,00*	*/*
Mc120	*1135,38*	*/*	*0,00*	*/*	*0,00*	*/*
D240	*2118,86*	*/*	*0,00*	*/*	*0,00*	*/*
ST	*108,00*	*/*	*0,00*	*/*	*0,00*	*/*
Al	*/*	*87,29*	*/*	*14,75*	*/*	*1287,57*
Bc	*/*	*150,00*	*/*	*14,75*	*/*	*2212,50*

X.5 FERRAILLAGE DES ELEMENT DE LA PILE :

X.5.1 IX.2.4.1 ETUDE DE CHEVETRE :

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

X.5.1.1Dimensionnement à la flexion :

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

Sollicitation	M_{ELS}	*As*	*Armatures*	*As'*
Sur appuis	*2896,04*	*107*	*14HA32*	*112,59*
Mi-travée	*769,19*	*27.1*	*14HA16*	*28,15*

X.5.1.1.1 Armatures transversales :

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

$$\tau_U = V_U/(b0 \times d) \leq \tau = min\ [0.1 f_{C28}\ ;\ 4MPa]$$

Avec :

τ_U : contrainte tangentielle dans le béton.

Vu : effort tranchant sur appui à l'ELU.

τ_U=3.82/(2.2×1.125)=1.53 $MPA \leq \tau$=min [2.7 ; 4MPa] =2.7 MPA Condition vérifiée

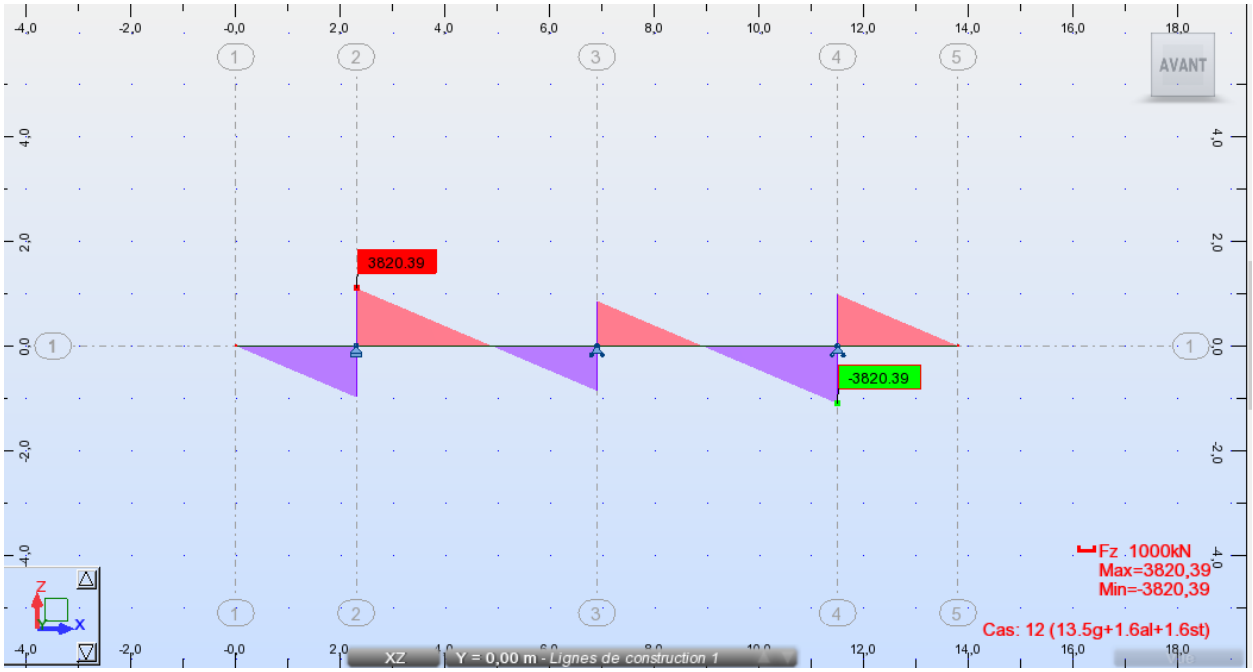


Figure X 2 : L'effort tranchant FzELU et sur le chevêtre avec le logiciel

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

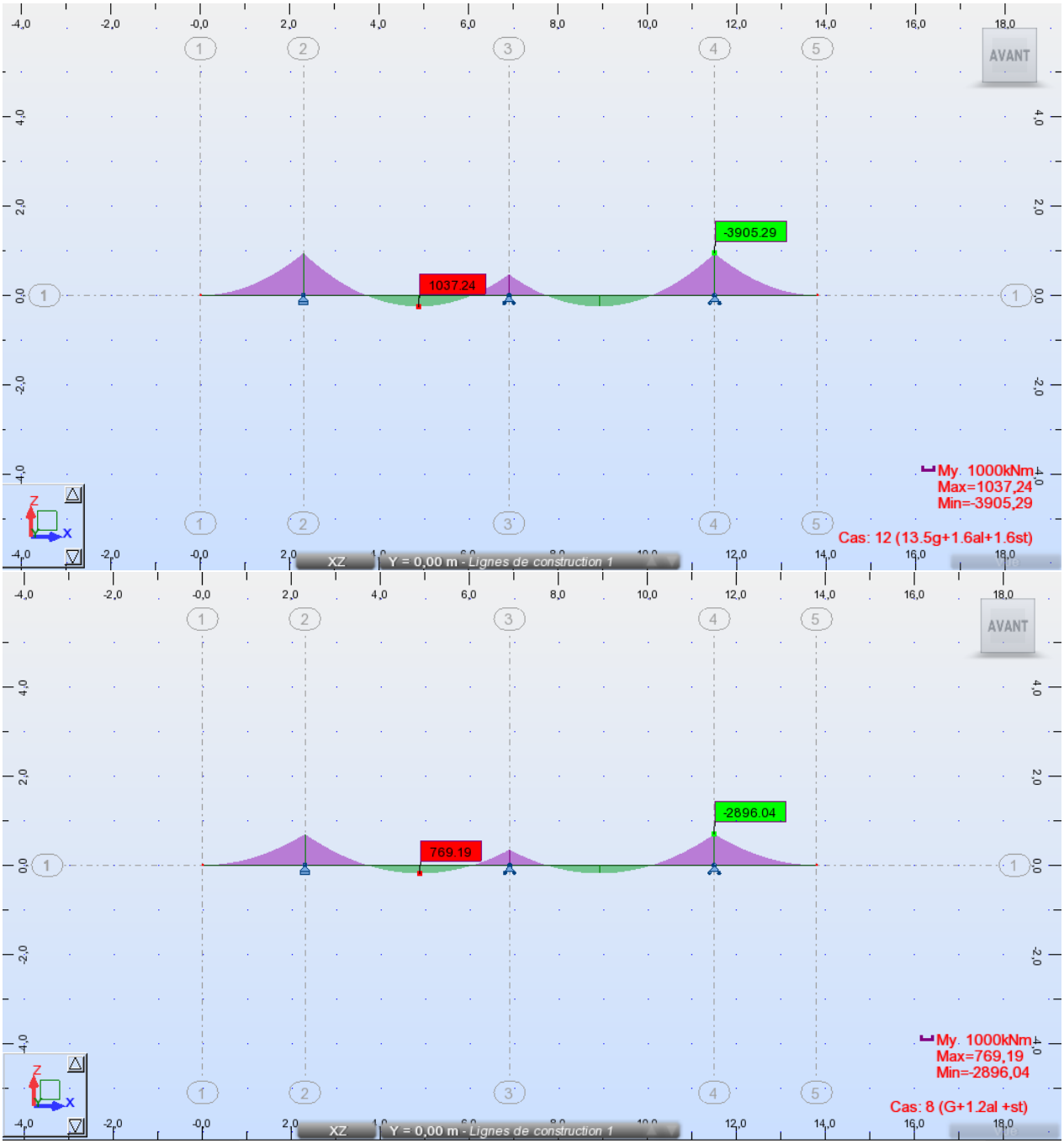


Figure X 3 : Les moments M_{max} ELU et M_{max} ELS sur le chevêtre avec le logiciel

X.5.1.2Dimensionnement 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 :

$L_t = L_c$ si $L_c \leq \Phi + H_c$

$L_t = L_c$ si $L_c > \Phi + H_c$

Application Numérique :

Lc = 2,2 m

Hc = 1,25 m

Φ = 1,5 m

Donc : Lt = 2,2 m

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = C/(2\Omega b_n)$$

bn : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, bn=Hc/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 :

$$A_s = (1/\sigma_a) \times C \times P/2\Omega;\ C = Max\ (C1; C2)$$

C1 : Moment de torsion construction $C1 = R \times e = 223{,}37 \times 0.6 = 134{,}02 KN.m/ml$;

C2 : moment de torsion service $C = R \times e = 13019 \times 0.6 = 78{,}11\ KN.m/ml$;

P : Périmètre du chevêtre =6,48m

σ_a: Contrainte admissible de l'acier $= 2/3 f_e = 333{,}33$ MPA.

A_s =6,28 cm².On prend 5HA14

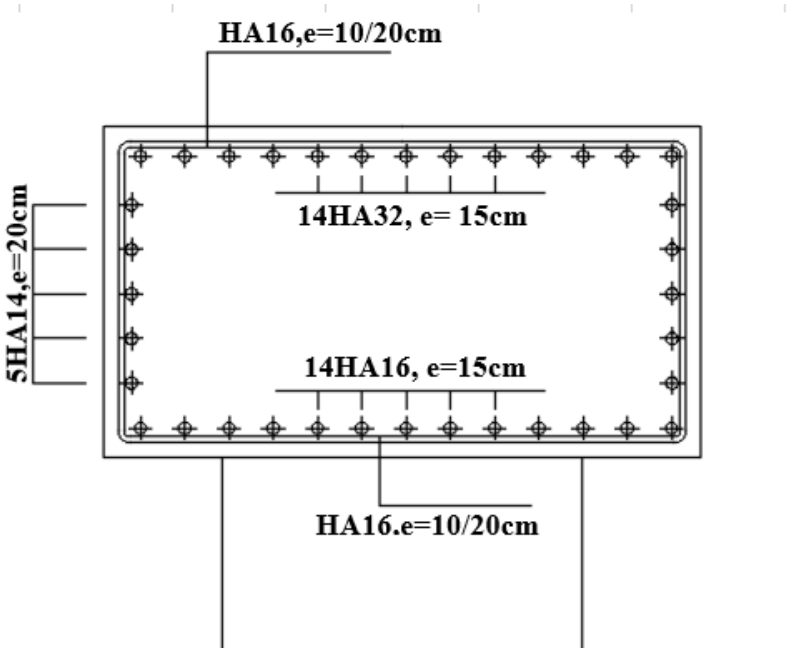


Figure X 4 : Ferraillage chevêtre.

X.6 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 = 13.5 m.

-Entraxe : E = 4,60 m.

X.6.1 VERIFICATION DE FLAMBEMENT DE FUT :

La condition de flambement à vérifier est donnée par : $\lambda = L_f / i < 50$

Lf: longueur de flambement. Lf= $0.7 \times L_0$.

i **:** Rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement. i = D/4.

Application Numérique :

L = 13,5 m ; D = 1,50 m

i = 0,375 m ; Lf = 9.45 m $\lambda = 25{,}2 < 50$.

X.6.2 EVALUATION DES EFFORT SISMIQUE SUR LA PILE :

Voir Annex

X.6.3 COMBINAISON DES EFFORTS :

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le ***chapitre IV***, le tableau ci-dessous résume les sollicitations à l'E.L. U et à l'E.L.S.

Combinaison a l'ELS :

Tableau X 2 : Combinaisons des efforts à l'ELS

	N	*H*	*MH*	*MV*	*ΔM*
G	*13821,53*	*298,97*	*5821,29*	*0,00*	*5821,29*
G+1.2Al+ST	*16916,81*	*403,72*	*7366,38*	*0,00*	*7366,38*
G+1.2Bc+ST	*15832,21*	*478,97*	*8476,29*	*0,00*	*8476,29*
G+Mc120	*14956,91*	*298,97*	*5821,29*	*0,00*	*5821,29*
G+D240	*15940,38*	*298,97*	*5821,29*	*0,00*	*5821,29*

Mmax =	*2825,43 KN.m/ml/fut*	*N =*	*5277,40 KN/ml/fut*
Tmax =	*159,66KN/ml/fut*	*N =*	*5277,40 KN/ml/fut*

Combinaison a l'ELU :

Tableau X 3 : Combinaisons des efforts à l'ELU

	N	*H*	*MH*	*MV*	*ΔM*
1,35G	*18659,06*	*322,96*	*6827,04*	*0,00*	*6827,04*
1.35G+1.6Al+1.6ST	*22814,90*	*462,63*	*8887,15*	*0,00*	*8887,15*
1.35G+1.26B+1.6ST	*21368,77*	*562,96*	*10367,04*	*0,00*	*10367,04*
1.36G+1.35Mc120	*21519,52*	*322,96*	*6827,04*	*0,00*	*6827,04*
1.35G+1.35D240	*18804,86*	*322,96*	*6827,04*	*0,00*	*6827,04*

Mmax =	*3455,68*	*N =*	*7122,39 KN/ml/fut*
Tmax =	*187,65 KN/ml/fut*	*N =*	*7122,39 KN/ml/fut*

Combinaison a l'ELA :

Tableau X 4 : Combinaison des efforts à l'ELA.

	E1	*E2*	*E3*	*E4*	*E5*	*E6*
VL (MN)	*2,92*	*1,07*	*1,07*	*2,37*	*0,52*	*0,52*
VT(MN)	*1,17*	*3,89*	*1,17*	*1,17*	*3,89*	*1,17*
ML	*12,33*	*55,57*	*19,33*	*11,91*	*48,14*	*11,91*
MT	*11,53*	*51,77*	*15,53*	*15,53*	*51,77*	*15,53*
N (MN)	*14,95*	*14,95*	*16,36*	*13,74*	*13,74*	*12,32*

Mmax =	*6443,33*	*N =*	*4983,33 KN/ml/fut*
Tmax =	*973,33 KN/ml/fut*	*N =*	*4983,33 KN/ml/fut*

❖ Partie inférieure : a la base de la pile (L/3) =(13.5/3) = 4,5 m

On prend deux nappes : 36HA25+16HA20

❖ Partie supérieure : sur (2L/3) = 2*13,5 / 3 = 9m

On prend une nappe : 36HA25

(As = 178,95 >176,71cm²).

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 cerce H16, espacement = 10 cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

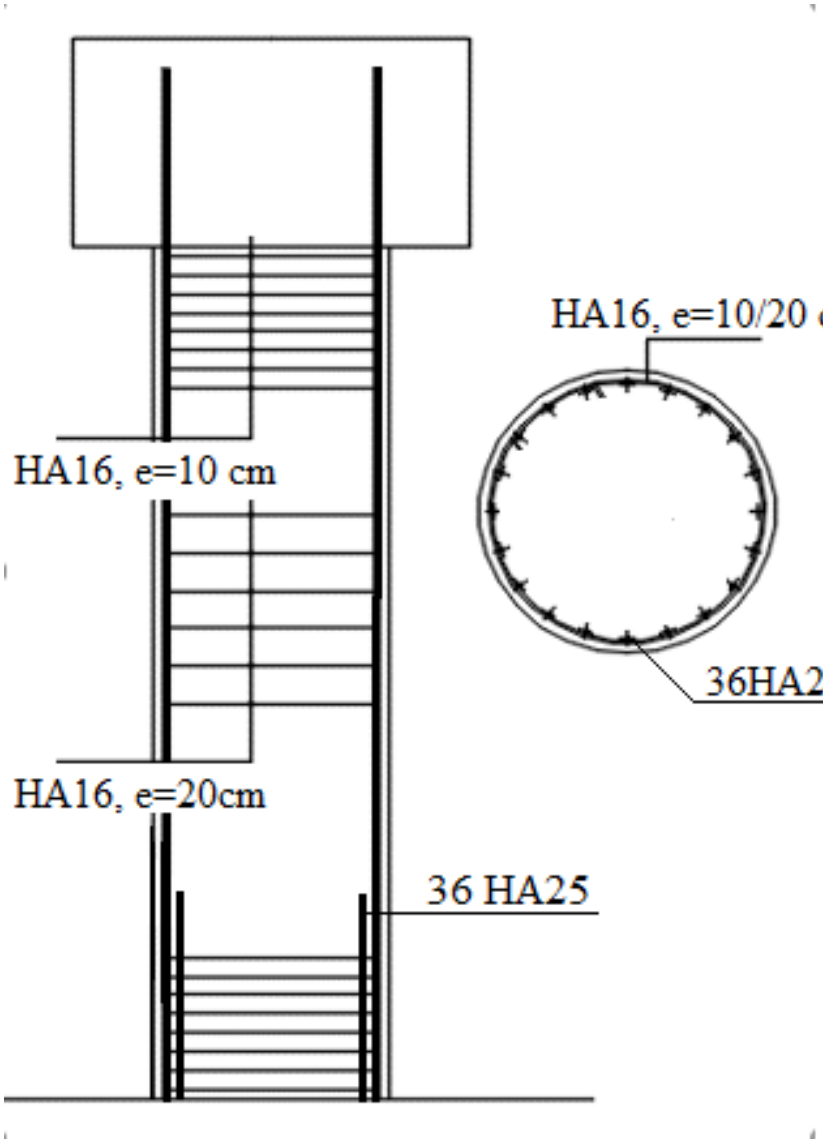


Figure X 5 : Ferraillage des futs

CHAPITRE XI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

XI.1 INTRODUCTION :

La méthode des bielles, due à Pierre Labelle, permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol ou des réactions égales de chacun des pieux, dans l'hypothèse où les centres de ceux-ci sont disposés aux sommets d'un polygone régulier et où l'axe du poteau passe par le centre de ce polygone.

D'un emploi facile, elle consiste à supposer que les charges appliquées sur la semelle par le fut ou le voile qu'elle supporte sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles de béton comprimées.

Les efforts horizontaux de traction résultant de la décomposition des forces transmises par ces bielles sont équilibrées par des armatures placées à la partie inférieure des semelles.

XI.2 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE (PILE) (METHODE DES BIELLES) :

Longueur : L = 13,80 m. Hauteur : H = 2,2 m. Largeur : l = 9,60 m ; e = 3,20m (entraxe des pieux) $\emptyset = 1.2m$

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

$$\alpha \geq 45°$$

$$h \geq e/2 - \emptyset/4$$

$$h = H - 0.1$$

D'où :

$e/2 - \emptyset/4$ = 3,2/2-1.5/4 =1,225

$H - 0.1$ = 2,2-0.1=2,10

2,10 ≥1,225 Condition vérifiée.

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

$$A_S = N_{max}/\overline{\sigma a} \times (e2 - \emptyset 4)/h$$

N_{max} = 2,27 MN (A l'ELS réaction de 3eme pieux).

$\overline{\sigma a}$ = 333,33 MPA.

A_S = 39,64 cm^2

On prend 2x5HA25. (Selon le RPOA le min est 25% de la section).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = h + Φ_{pieu} = 2,10 + 1,20 = 3,30 m.

Avec : $St = (\emptyset + H)/(n - 1) = 20$ cm

- Armatures longitudinales inférieure ;

$A_{S1} = A_S/3$; Soit : 5HA20, avec un espacement de 20 cm.

- Armatures transversales supérieure

$A_{S2} = A_S/4$; Soit : 5HA16, avec un espacement de 20 cm.

- Armatures longitudinales supérieure

$A_{S3} = A_S/4$; Soit : 7HA16, avec un espacement de 20 cm.

- Armatures latérales

$A_{S4} = A_S/10$; Soit : 4HA14, avec un espacement de 20 cm.

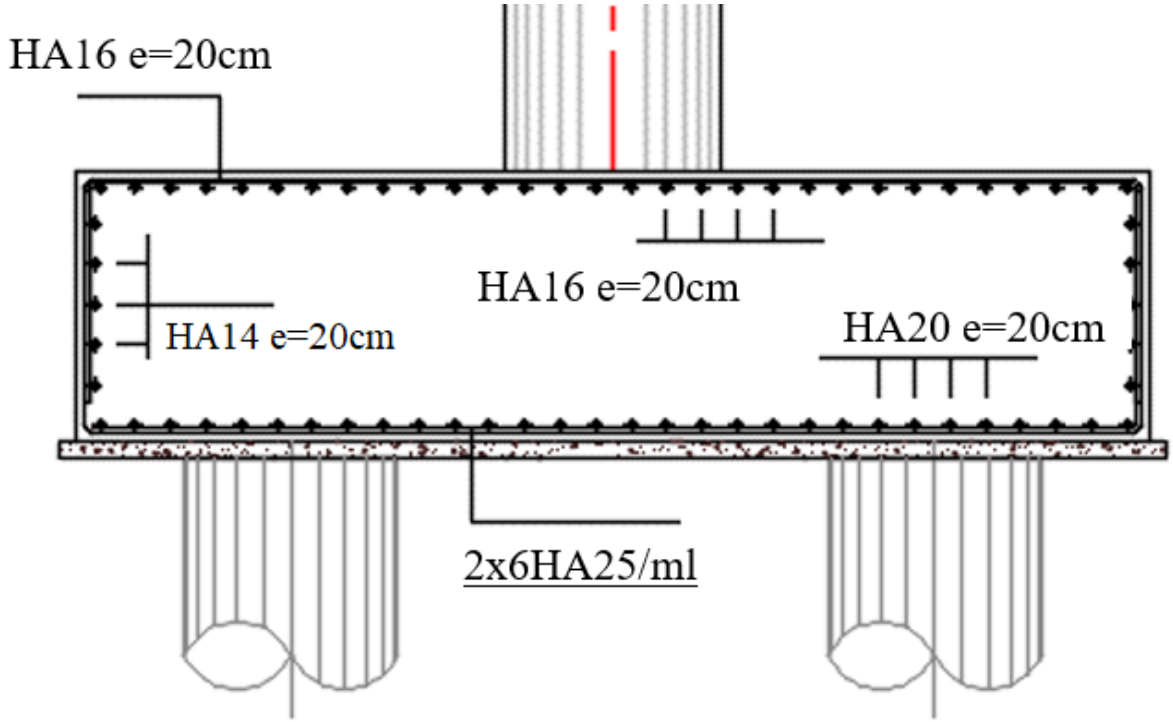


Figure XI 1 : Ferraillage semelle pile.

XI.3 ÉTUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX (PILE) :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, et qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum).

La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

Tableau XI 1 : Combinaisons des efforts à l'ELS

						1ère file	*2ème file*	*3ème file*
	N	*H*	*MH*	*MV*	*ΔM*	R_1	R_2	*R3*
G	*21107,93*	*298,97*	*5067,59*	*0,00*	*5067,59*	*1583,04*	*1758,99*	*1934,95*
G+1.2Al+ST	*24203,21*	*403,72*	*6843,13*	*0,00*	*6843,13*	*1779,33*	*2016,93*	*2254,54*
G+1.2Bc+ST	*23118,61*	*478,97*	*9894,13*	*0,00*	*9894,13*	*1583,00*	*1926,55*	*2270,10*
G+Mc120	*22243,31*	*298,97*	*5067,59*	*0,00*	*5067,59*	*1677,65*	*1853,61*	*2029,57*
G+D240	*23226,78*	*298,97*	*5067,59*	*0,00*	*5067,59*	*1759,61*	*1935,57*	*2111,52*

Tableau XI 2 : Combinaisons des efforts à l'ELU.

						1ère file	*2ème file*	*3ème file*
	N	*H*	*MH*	*MV*	*ΔM*	R_1	R_2	R_2
1,35G	*28495,70*	*462,85*	*5474,12*	*0*	*5474,12*	*2184,57*	*2374,64*	*2564,72*
1.35G+1.6Al+1.6ST	*32651,54*	*602,52*	*7841,50*	*0,*	*7841,50*	*2448,69*	*2720,96*	*2993,24*
1.35G+1.26B+1.6ST	*31205,41*	*702,85*	*9542,12*	*0*	*9542,12*	*2269,13*	*2600,45*	*2931,77*
1.36G+1.35Mc120	*31356,16*	*462,85*	*5474,12*	*0*	*5474,12*	*2422,94*	*2613,01*	*2803,09*
1.35G+1.35D240	*28641,50*	*462,85*	*5474,12*	*0*	*5474,12*	*2196,72*	*2386,79*	*2576,87*

- Sollicitations les plus défavorables :

N1 = 2993,24 kN < R_{cd} = 3790kN (Vérifiée)

N2 = 2270,10 kN < R_{cd} = 2992 kN (Vérifiée)

R_{cd} : Resistance caractéristique de la portance de la fondation a 12m (tableau étude géotechnique)

Actions sur les pieux :

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

$$EI=d^4y/d^4x+C_Uby=0$$

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 :

$$\alpha=\sqrt[4]{\frac{4EI}{CUb}}$$

α : longueur élastique du pieu ;

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

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{CUb}{4EI}}$$

E : Module d'élasticité du béton ;

I : Moment d'inertie du pieu ;

b : Longueur du pieu.

Application Numérique :

Cu = 30 MN/m3

E = 33 000 MPa

b = 1,20 m

I = 0,101 m^4

L=25 m

$\lambda = 0{,}228$ D'où : $\lambda \times L$ = 5,699

D'où, en tire les valeurs de ($X_{\varphi p}$, $X_{\varphi M}$) pour $\lambda \times L = 5{,}699$à partir du tableau WERNER.

$X_{\varphi p} = 1{,}42$

$X_{\varphi M} = 1{,}63$

Effort tranchant en tête du pieu :

ELS : N_{Max} = 23 317,42 kN $\bar{H}$ = 33,19 kN

ELU : N_{Max} = 31 624,54 kN $\bar{H}$ = 43,43 kN

Moments fléchissant en tête du pieu :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -(X_{\varphi H} / X_{\varphi M}) \times \bar{P}/\lambda$$

ELS : M =126,70 kN.m

ELU : M = 165,80 kN.m

XI.3.1 FERRALLIAGE DES PEIUX :

Tableau XI 3 : Les efforts sollicitant les pieux a l'ELU et l'ELS

ELS		*ELU*	
M =	*152,37 KN.m*	*M =*	*223,58 KN.m*
H =	*39,91 KN*	*H =*	*58,57 KN*
N =	*1583,00 KN*	*N =*	*2269,13 KN*

Tableau XI 4 : Les efforts sollicitant les pieux de la pile.

	ELA		
	R1(MN)	*R2(MN)*	*R3(MN)*
E1	*2,09*	*0,82*	*-0,44*
E2	*6,34*	*1,28*	*-3,77*
E3	*3,16*	*1,40*	*-0,35*
E4	*2,25*	*1,18*	*0,11*
E5	*5,55*	*1,18*	*-3,19*
E6	*2,13*	*1,06*	*-0,01*

Section d'acier (avec Robot expert) As = 113 cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²) avec un espacement de 14cm. Voir ANNEXE

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, espacement =10 dans les zones critiques et 20 cm dans la zone courante.

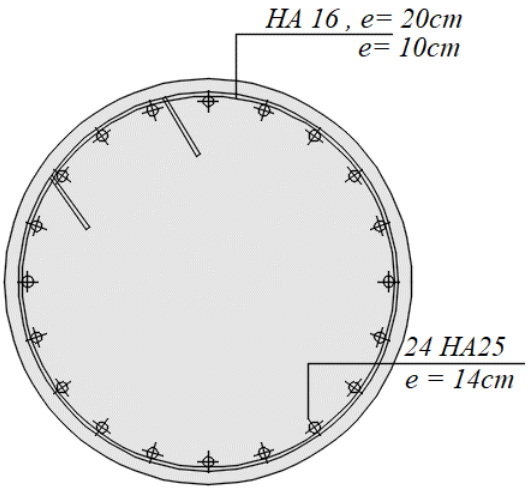


Figure XI 2 : Schéma représentatif de ferraillage des pieux de la pile.

XI.4 ETTUDE DE CULLEE

XI.4.1 INTRODUCTION :

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories :

- La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.

Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

- La fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.

On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

XI.4.2 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 XI 5 : Dimensions des différents éléments de la culée.

Elément	*Hauteur (m)*	*Longueur (m)*	*Epaisseur (m)/L*
Semelle	*2,20*	*13,85*	*9,60*
Mur frontal	*5,05*	*13,60*	*1,40*
Dalle de transition	*4,20*	*12,50*	*0,30*
Mur en retour	*7,24*	*/*	*0,60*
Corbeau	*0,3/0,6*	*12,60*	*0,40*
Mur garde grève	*2,20*	*13,60*	*0,50*

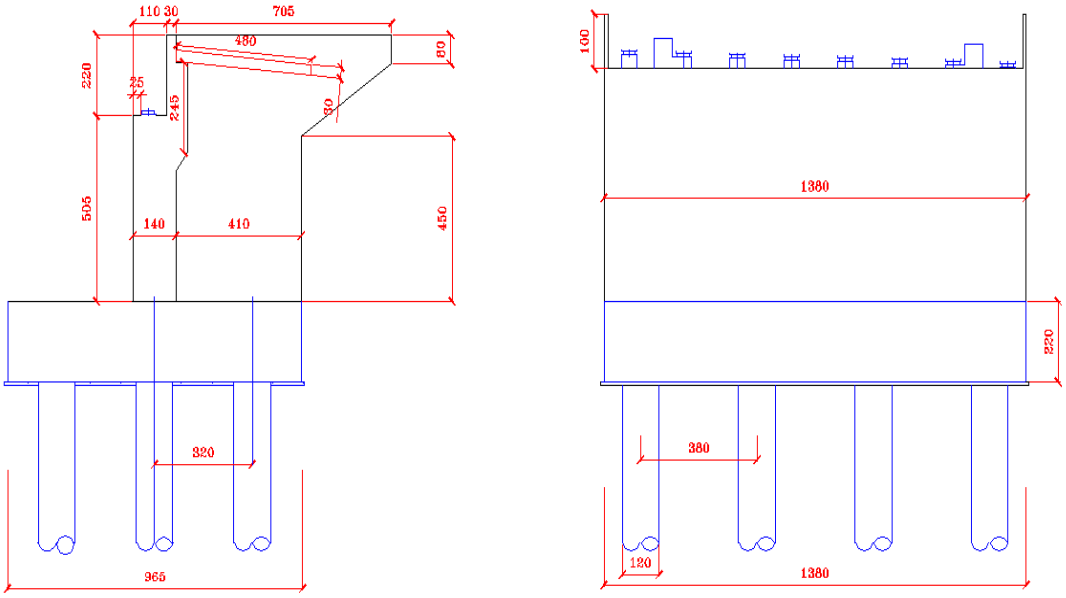


Figure XI 3 : Les dimensions des éléments de la culée.

XI.4.3 DESCEND DES CHARGES :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI 6 : Évaluations des efforts statiques de la culée.

Désignation	*N (KN)*	*H (KN)*	*$I_{FV(x/o)}$*	*$I_{FH(y/o)}$*	*$M_{FV/o}$*	*$M_{FH/o}$*
Semelle	*7312,80*	*/*	*0,00*	*1,10*	*0,00*	*/*
Mur F	*2403,80*	*/*	*0,20*	*4,68*	*480,76*	*/*
DDT	*450,00*	*/*	*3,10*	*8,62*	*1395,00*	*/*
Mur en R	*1047,30*	*/*	*3,27*	*6,15*	*3424,67*	*/*
Corbeau	*56,70*	*/*	*0,86*	*8,06*	*48,76*	*/*
MGG	*374,00*	*/*	*0,71*	*8,13*	*265,54*	*/*
Poids des Terres Amont	*5298,05*	*/*	*2,93*	*5,33*	*15523,28*	*/*
Poids des T sur DDT	*341,33*	*/*	*3,10*	*8,62*	*1058,14*	*/*
Poussée Mur Frontal	*/*	*954,35*	*/*	*3,88*	*/*	*3706,08*
Poussée des terres	*/*	*3341,88*	*/*	*-3,15*	*/*	*-10526,92*
Poussée DDT	*/*	*13,47*	*/*	*0,60*	*/*	*8,08*
Poussée semelle	*/*	*199,09*	*/*	*1,10*	*/*	*219,00*
Poids Sur 10kN/m²	*504,00*	*/*	*2,40*	*/*	*1209,60*	*/*
Poussée Sur 10kN/m²	*/*	*392,93*	*/*	*-3,15*	*/*	*-1237,73*

Tableau XI 7 : Evaluation des efforts au tablier.

Désignation	*N (KN)*	*H (KN)*	*$I_{FV(x/o)}$*	*$I_{FH(y/o)}$*	*$M_{FV/o}$*	*$M_{FH/o}$*
Rg	*5541,77*	*/*	*-0,20*	*/*	*-1108,35*	*/*
R(Al)	*1666,98*	*/*	*-0,20*	*/*	*-333,40*	*/*
Rbc	*1462,60*	*/*	*-0,20*	*/*	*-292,52*	*/*
RMc120	*1084,42*	*/*	*-0,20*	*/*	*-216,88*	*/*
RD240	*1796,57*	*/*	*-0,20*	*/*	*-359,31*	*/*
RST	*54,00*	*/*	*-0,20*	*/*	*-10,80*	*/*
Hf+r	*/*	*55,13*	*/*	*-7,25*	*/*	*-399,66*
HT°	*/*	*52,33*	*/*	*-7,25*	*/*	*-379,40*
Frein Al	*/*	*155,44*	*/*	*-7,25*	*/*	*-1126,92*
Frein Bc	*/*	*180,00*	*/*	*-7,25*	*/*	*-1305,00*

XI.4.4 COMBINAISON DES EFFORTS :

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le ***chapitre IV***, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS :

Tableau XI 8 : Évaluations des efforts statiques de la culée

ELS					
	N (KN)	*H (KN)*	*M_H (KN.m)*	*M_V (KN.m)*	*ΔM (KN.m)*
G+0.6T	*22857,15*	*4396,23*	*-8458,78*	*21087,80*	*12629,01*
G++0.6T+1.2Q	*23461,95*	*4867,75*	*-9944,06*	*22539,32*	*12595,25*
G+0.6T+1.2A(l)+ST	*24911,53*	*4582,75*	*-9811,08*	*20674,76*	*10863,68*
G+0.6T+1.2Bc+ST	*24666,27*	*4612,228*	*-10024,78*	*20723,81*	*10699,03*
G+0.6T+Mc120	*23941,57*	*4396,23*	*-8458,78*	*20870,91*	*12412,13*
G+0.6T+D240	*24653,72*	*4396,23*	*-8458,78*	*20728,48*	*12269,70*
ELU					
1.35G+0.9T	*30814,77*	*5939,62*	*-10078,22*	*28468,52*	*18390,31*
1.35G++0.9T+1.6Q	*31621,17*	*8647,17*	*-12058,59*	*30403,88*	*18345,29*
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	*33568,33*	*8267,18*	*-11881,28*	*27917,81*	*16036,53*
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	*33241,32*	*8306,48*	*-12166,22*	*27983,21*	*15817,00*
1.35G+0.9T+1.35Mc120	*32278,73*	*5939,62*	*-10078,22*	*28175,73*	*18097,51*
1.35G+0.9T+1.35D240	*33240,14*	*5939,62*	*-10078,22*	*27983,45*	*17905,23*

Tableau XI 9 : Evaluation des charges sismiques due a la poussée dynamique.

Désignation	*N (KN)*	*H (KN)*	*IFV(x/o)*	*IFH(y/o)*	*MFV/o*	*MFH/o*
Pad (1+kv)	*/*	*4938,63*	*/*	*3,150*	*/*	*15556,69*
Pad (1-kv)	*/*	*4573,46*	*/*	*3,150*	*/*	*14406,39*

Tableau XI 10 : Combinaison des charges A l'ELA de la culée.

	N	*V*	*M*
P max - H + 0,3V	*18571,40*	*8958,97*	*51663,20*
P min - H - 0,3V	*16572,76*	*8604,28*	*53538,36*
P max + V - 0,3H	*20736,99*	*2834,58*	*28172,38*
P min - V - 0,3H	*14407,17*	*2724,74*	*30725,33*

XI.4.5 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :

XI.4.5.1 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 XI 11 : Sollicitations sur mur frontal.

Désignation	*N (KN)*	*H (KN)*	*IFV(x/o)*	*IFH(y/o)*	*MFV/o*	*MFH/o*
Mur F	*2038,35*	*/*	*0*	*2,65*	*0*	*/*
DDT	*450*	*/*	*0,9*	*6,5*	*405*	*/*
Mur en R	*1047,3*	*/*	*3,27*	*6,15*	*3424,671*	*/*
Corbeau	*56,7*	*/*	*0,9*	*5,76*	*51,03*	*/*
MGG	*727,27*	*/*	*0,55*	*6,13*	*399,9985*	*/*
Poids des T sur DDT	*0*	*/*	*0,9*	*6,5*	*/*	*/*
Poussée Mur Frontal	*/*	*2131,26*	*/*	*-2,41*	*/*	*-5143*
Poussée DDT	*/*	*13,47192*	*/*	*0,60*	*/*	*8,08*
Poids Sur 10kN/m²	*504*	*/*	*2,4*	*/*	*/*	*/*
Poussée Sur 10kN/m²	*/*	*327,08*	*/*	*-3,62*	*/*	*-1184,035*
Rg	*5541,77*	*/*	*-0,20*	*/*	*-1108,35*	*/*
R(Al)	*1666,98*	*/*	*-0,20*	*/*	*-333,40*	*/*
Rbc	*1462,60*	*/*	*-0,20*	*/*	*-292,52*	*/*
RMc120	*1084,42*	*/*	*-0,20*	*/*	*-216,88*	*/*
RD240	*1796,57*	*/*	*-0,20*	*/*	*-359,31*	*/*
RST	*54,00*	*/*	*-0,20*	*/*	*-10,80*	*/*
Hf+r	*/*	*55,13*	*/*	*-5,10*	*/*	*-281,14*
HT°	*/*	*52,33*	*/*	*-5,10*	*/*	*-266,89*
Frein Al	*/*	*155,44*	*/*	*-5,10*	*/*	*-792,73*
Frein Bc	*/*	*180,00*	*/*	*-5,10*	*/*	*-918,00*

Tableau XI 12 : Combinaison de charges sur le mur frontal.

ELS	*N (KN)*	*H (KN)*	*MH (KN.m)*	*MV (KN.m)*	*ΔM(KN.m)*
G+0.6T	*10365,39*	*2231,26*	*-5576,64*	*3172,35*	*-2404,29*
G++0.6T+1.2Q	*10970,19*	*2623,76*	*-6997,48*	*3172,35*	*-3825,13*
G+0.6T+1.2A(l)+ST	*12419,77*	*2417,78*	*-6527,91*	*2759,31*	*-3768,60*
G+0.6T+1.2Bc+ST	*12174,51*	*2447,258*	*-6678,24*	*2808,36*	*-3869,87*
G+0.6T+Mc120	*11449,81*	*2231,26*	*-5576,64*	*2955,46*	*-2621,17*
G+0.6T+D240	*12161,96*	*2231,26*	*-5576,64*	*2813,03*	*-2763,60*
1.35G+0.9T	*13312,88*	*3016,91*	*-7552,48*	*4282,67*	*-3269,81*
1.35G++0.9T+1.6Q	*14119,28*	*4596,16*	*-9446,93*	*4282,67*	*-5164,27*
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	*16066,44*	*4321,53*	*-8820,84*	*3731,95*	*-5088,89*
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	*15739,43*	*4360,83*	*-9021,28*	*3797,35*	*-5223,92*
1.35G+0.9T+1.35Mc120	*14776,85*	*3016,91*	*-7552,48*	*3989,87*	*-3562,60*
1.35G+0.9T+1.35D240	*15738,25*	*3016,91*	*-7552,48*	*3797,59*	*-3754,89*

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} =	*-284,55 KN.m/ml*	*N =*	*889,30 KN./ml*
T_{max} =	*192,92 KN./ml*	*N =*	*792,07 KN./ml*
ELU			
M_{max} =	*-384,11 KN.m/ml*	*N =*	*1136,42 KN./ml*
T_{max} =	*377,95 KN./ml*	*N =*	*1019,44 KN./ml*

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.4) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

Section d'acier :

➢ Avec Robot expert AS = 14 cm² ; donc : on opte pour 5HA16/ml (AS1 = 15,71 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm. Voir ANNEXE

Armature de constructions :

➢ AS'= AS/3 = 4.67 cm^2 ; donc : on opte pour 5HA14 (AS' = 7.70 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales :

➢ At = As/4 = 3.5 cm^2 ; donc : on opte pour 5HA12 (AS' = 5.65 cm^2) avec un espacement de 20 cm.

XI.4.5.2 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 :

$$Mt=\frac{P.H}{3}$$

$$Avec : P=1/2K_a\times\gamma\times H^2\times L$$

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 = 2.20 m).

L : longueur du remblai on fait le calcul par 1ml.

On aura : ***Mt*** =10,54 KN.m/ml et ***P*** = 14,37 KN/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.

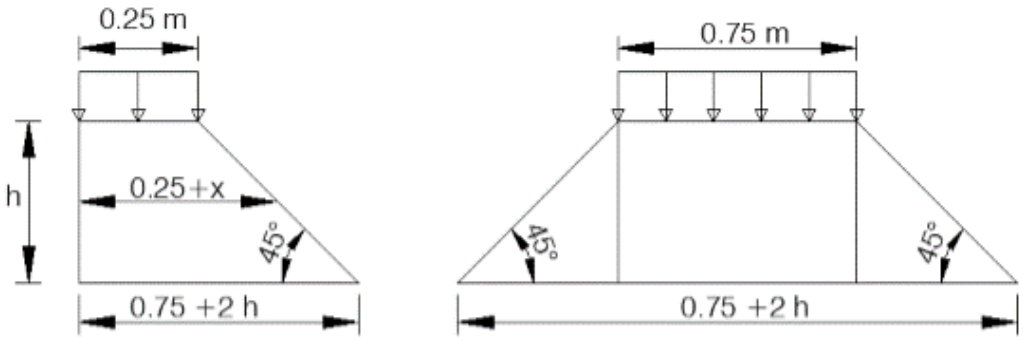


Tableau XI 13 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression :

$$Mp=\frac{12K}{0.75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)}\,dx$$

Avec : K=Ka×σ×γ

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*
Mp/k (t.m/ml)	*2,23*	*3,4*	*4,41*	*6,11*	*7,45*	*8,56*	*9,49*

Avec une interpolation linéaire pour h=2,20 m on aura : Mp/K =7,89

Mp = 46,64 KN.m à l'ELU.

Mp = 43.98 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) :

$$M_f=\frac{2\mu\times P\times h}{0.25+2h}$$

h : hauteur de mur garde grève h =2,20 m

μ = 1.6 à l'ELU

μ =1.2 à l'ELS

On aura donc :

M_f = 90.84 KN.m à l'ELU.

M_f = 68.13 KN.m à l'ELS.

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

$M = M_T + 1.6(M_P + M_f) = 151{,}71\ KN.m/ml$ à l'ELU.

$M = 1.35M_T + 1.2(M_P + M_f) = 113{,}65\ KN.m/ml$ à l'ELS.

❖ Ferraillage de mur garde grève :

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.30) m.

Section d'acier

Avec Robot expert AS = 20,9 cm²; donc : on opte pour 5HA25/ml (AS = 24,54cm2) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm. Voir ANNEXE

Armature de constructions

AS'= AS/3 =7,96 cm²; donc : on opte pour 5HA14/ml (AS' = 7,70 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales

At = As/4 = 5,32cm_2 ; donc : on opte pour 5HA12/ml (AS' = 5,65cm^2) avec un espacement de 20 cm.

XI.4.5.3 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 :

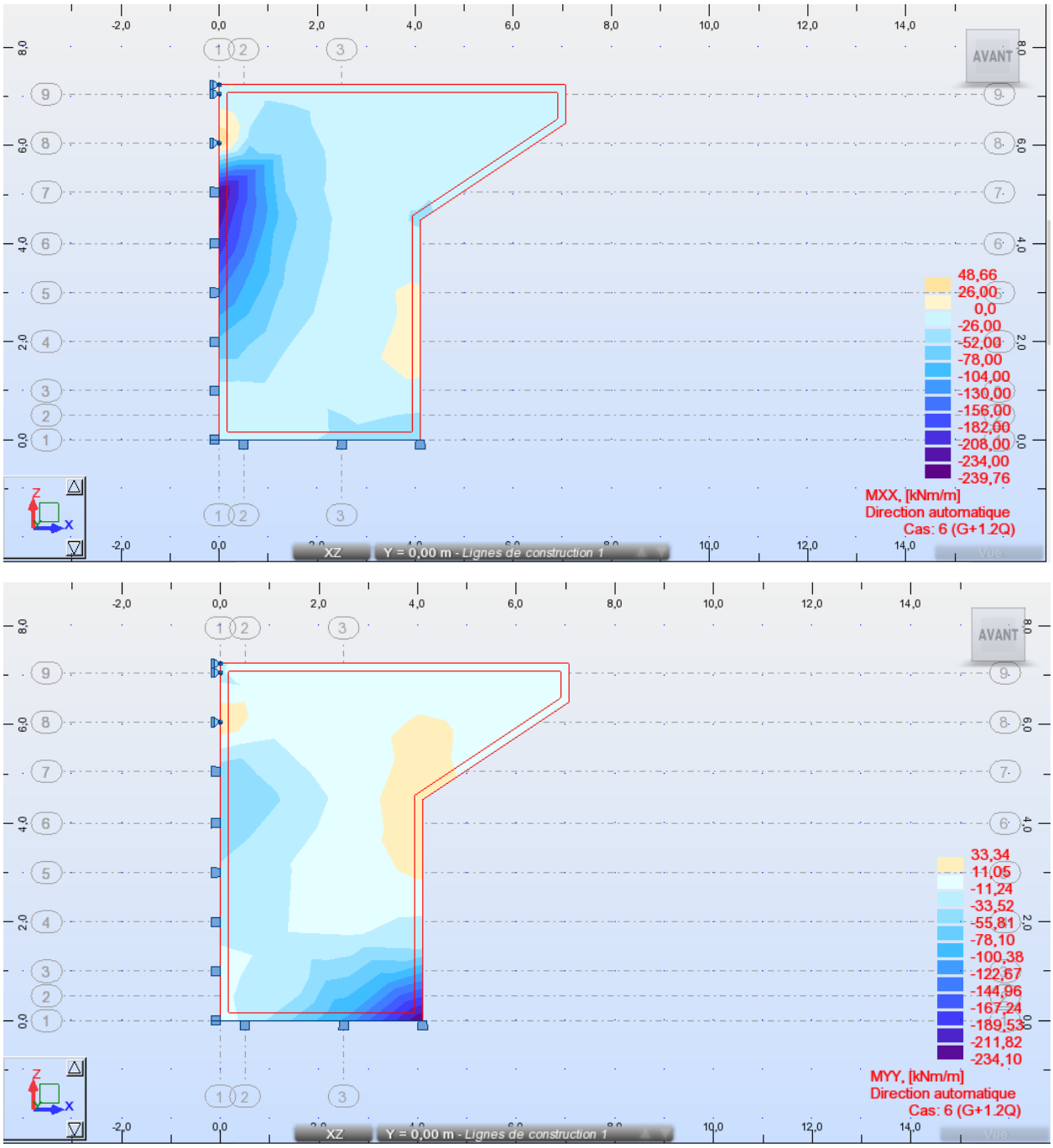


Tableau XI 14 : Les efforts Mxx et Myysollicitant le mur en retour .

Efforts verticaux : Combinaison d'action à l'ELS : M = M_{GV} +1,2 M_Q = 167,24 KN.m

Efforts horizontaux : Combinaison d'action à l'ELS : M = M_{GV}+1,2 M_Q = 208 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 (1×0.60) m en flexion simple, sachant que :

- Le ferraillage horizontal :

Coté remblai :

Section d'acier : Avec Robot expert A_S =16,6 cm² ; Donc : on opte pour 6HA32/ml (A_S = 18,85 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Coté extérieur :

Section d'acier : As/3=5,53 cm² ; on opte pour 5HA12/ml (A_S = 5,65cm²)

• Le ferraillage vertical :

Coté remblai

Section d'acier : Avec Robot expert A_S =13,2 cm² ; Donc : on opte pour 5HA20/ml (AS = 15,71 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Coté extérieur :

Section d'acier : A_S/3=6.6 cm² on opte pour 6HA12/ml

XI.4.5.4 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 = 12,50 m.
- Largeur : H = 4,80 m.
- Epaisseur : e = 0,30 m.

Type de charge	*Q (kN/ml)*	*M(KN.m/ml)*	*V (kN)*
Poids propre	*7,5*	*21,6*	*1,125*
Revêtement	*1,92*	*5,5296*	*0,288*
Remblai	*10,8*	*31,104*	*1,62*
Surcharges	*10*	*28,8*	*1,5*

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 = 124.70 KN.m /ml

$T_{ELU} = 1.35\ V_G + 1.6\ V_Q = 103.91$ KN/ml

A l'ELS :

$M_{ELS} = M_G + 1.2\ M_Q \rightarrow M_{ELS} = 92.79$ KN.m/ml

$T_{ELU} = V_G + 1.2\ V_Q \rightarrow T_{ELS} = 77.33$ 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 = 16.9 cm² ; On prend 6HA20/ml (As = 18.85 cm²) /coté inférieur.

Armature de construction :

As' = As/3 = 5,63 cm² ; Soit : 6HA12/ml (As'= 6.79cm²).

Armatures longitudinales :

A_l = As/4 = 4.27 cm² ; soit 6HA10/ml (As'= 4.71 cm²).

XI.4.5.5 LE CORBEAU D'APPUI :

Hauteur H1 : 0.60 m

Hauteur H2 : 0.30 m

Epaisseur : 0,30 m

Longueur : 12,50 m

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

- ❖ Réaction due au poids des charges - Permanentes :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

L : longueur de la dalle de transition =4,80

q : charges permanentes =20,22

$R_{per} = ql/2 = 48,53$KN/ml

- ❖ Réaction des surcharges sur remblais :

L : longueur de la dalle de transition =4,80m

q : Surcharges = 10 KN/ml

$R_{rem} = ql/2 = 24,00$ KN/ml

- Combinaison d'action :

R_{ser} = RG + 1.2 RQ =77,33 KN/ml

R_{ult} = 1.35XRG + 1.6RQ = 103,91 KN/ml

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

10,4cm² 10 HA12 (5 barres de chaque côté)

Longueur : L = 13,80 m. Hauteur : H = 2,2 m. Largeur : l = 9,60 m ; e = 3,20m (entraxe des pieux) $\emptyset = 1.2m$

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

$$\alpha \geq 45°$$

$$h \geq e/2 - \emptyset/4$$

$$h = H - 0.1$$

D'où :

$e/2 - \emptyset/4$ = 3,2/2-1.5/4 =1,225

$H - 0.1$ = 2,2-0.1=2,10

2,10 ≥1,225 Condition vérifiée.

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

$$A_S = N_{max}/\overline{\sigma a} \times (e2 - \emptyset 4)/h$$

N_{max} = 2,27 MN (A l'ELS réaction de 3eme peiux

$\overline{\sigma a}$ = 333,33 MPA.

A_S = 39,64 cm^2

²On prend 2x6HA25. (Selon le RPOA le min est 25% de la section).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = h + Φ_{pieu} = 2,10 + 1,20 = 3,30 m.

Avec : $St = (\emptyset + H)/(n - 1) = 20$ 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.

XI.5 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE (CULEE) (METHODE DES BIELLES) :

Longueur : L = 13,80 m. Hauteur : H = 2,2 m. Largeur : l = 9,60 m ; e = 3,20m (entraxe des pieux) $\emptyset = 1.2m$

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

$$\alpha \geq 45°$$

$$h \geq e/2 - \emptyset/4$$

$$h = H - 0.1$$

D'où :

$e/2 - \emptyset/4$ = 3,2/2-1.5/4 =1,225

$H - 0.1$ = 2,2-0.1=2,10

$$2{,}10 \geq 1{,}225 \text{ Condition vérifiée.}$$

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

$$A_S = N_{max}/\overline{\sigma a} \times (e2 - \emptyset 4)/h$$

N_{max} = 2,95 MN (A l'ELS réaction de 3eme pieux).

$\overline{\sigma a}$ = 333,33 MPA.

A_S = 51,63 cm^2

On prend 2x6HA25. (Selon le RPOA le min est 25% de la section).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = h + Φ_{pieu} = 2,10 + 1,20 = 3,30 m.

Avec : $St = (\emptyset + H)/(n - 1) = 20$ cm

- Armatures longitudinales inférieure ;

A_{S1} = A_S/3 ; Soit : 6HA20, avec un espacement de 20 cm.

- Armatures transversales supérieure

$A_{S2} = A_S/4$; Soit : 8HA16, avec un espacement de 20 cm.

- Armatures longitudinales supérieure

$A_{S3} = A_S/4$; Soit : 2x5HA14, avec un espacement de 20 cm.

- Armatures latérales

$A_{S4} = A_S/10$; Soit : 4HA14, avec un espacement de 20 cm.

XI.6 ÉTUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX (CULEE) :

Tableau XI 15 : Combinaisons des efforts à l'ELS

	1ère file	*2ème file*	*3ème file*
	R1(KN)	*R2(KN)*	*R3(KN)*
G+0.6T	*2831,76*	*1908,13*	*984,49*
G++0.6T+1.2Q	*2879,52*	*1958,53*	*1037,53*
G+0.6T+1.2A(l)+ST	*2865,04*	*2079,32*	*1293,61*
G+0.6T+1.2Bc+ST	*2831,74*	*2058,89*	*1286,03*
G+0.6T+Mc120	*2905,18*	*1998,50*	*1091,81*
G+0.6T+D240	*2953,40*	*2057,84*	*1162,28*

Tableau XI 16 : Combinaisons des efforts à l'ELU.

	1ère file	*2ème file*	*3ème file*
	R1(KN)	*R2(KN)*	*R3(KN)*
1.35G+0.9T	*3916,15*	*2567,90*	*1219,65*
1.35G++0.9T+1.6Q	*3979,83*	*2635,10*	*1290,36*
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	*3961,72*	*2797,36*	*1633,00*
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	*3917,32*	*2770,11*	*1622,90*
1.35G+0.9T+1.35Mc120	*4015,27*	*2689,89*	*1364,52*
1.35G+0.9T+1.35D240	*4080,36*	*2770,01*	*1459,66*

Actions sur les pieux :

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

$$EI=d^4y/d^4x+C_Uby=0$$

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 :

$$\alpha=\sqrt[4]{\frac{4EI}{CUb}}$$

α : longueur élastique du pieu ;

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

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{CUb}{4EI}}$$

E : Module d'élasticité du béton ;

I : Moment d'inertie du pieu ;

b : Longueur du pieu.

Application Numérique :

Cu = 30 MN/m3

E = 33 000 MPa

b = 1,20 m

I = 0,101 m^4

L=25 m

$\lambda = 0{,}228$ D'où : $\lambda \times L$ = 5,699

D'où, en tire les valeurs de $(X_{\varphi p}, X_{\varphi M})$ pour $\lambda \times L = 5{,}699$à partir du tableau WERNER.

$X_{\varphi p} = 1{,}42$

$X_{\varphi M} = 1{,}63$

Effort tranchant en tête du pieu :

ELS : N_{Max} = 2831,6 kN $\bar{H}$= 415kN

ELU : N_{Max} = 3979,83 kN $\bar{H}$= 738.17 kN

Moments fléchissant en tête du pieu :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -(X_{\varphi H} / X_{\varphi M}) \times \bar{P}/\lambda$$

ELS : M =1584,2 kN.m

ELU : M = 2817,84 kN.m

XI.6.1 FERRALLIAGE DES PEIUX :

Tableau XI 17 : Les efforts sollicitant les pieux a l'ELU et l'ELS

ELS		*ELU*	
M =	*1584,2 KN.m*	*M =*	*2817,84 KN.m*
H =	*415KN*	*H =*	*738.17 KN*
N =	*2831,6 KN*	*N =*	*3979,83 KN*

Tableau XI 18 : Les efforts sollicitant les pieux de la culée.

	ELA		
	1ère file	*2ème file*	*3ème file*
	R1(KN)	*R2(KN)*	*R3(KN)*
P max - H + 0,3V	*668,84*	*1163,27*	*1657,70*
P min - H - 0,3V	*522,40*	*1016,63*	*1510,86*
P max + V - 0,3H	*1528,93*	*1320,89*	*1112,84*
P min - V - 0,3H	*990,89*	*859,02*	*727,14*

Section d'acier (avec Robot expert) As = 181,9 cm² Donc : on prend 38 HA25 (As = 186,53 cm²).

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 Cerce H16, espacement =10 cm dans les zones critiques et 20 cm dans la zone courante.

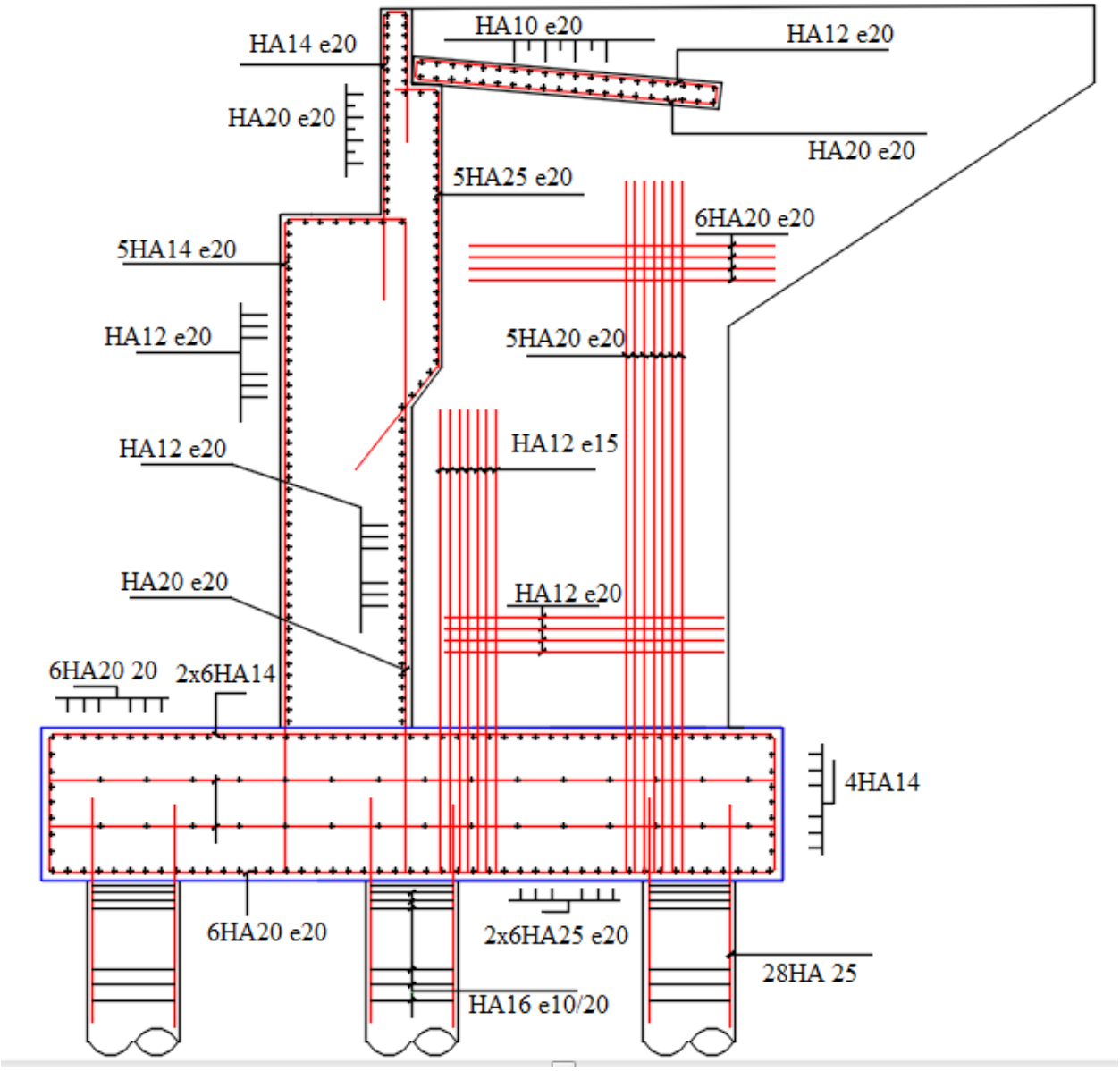


Figure XI 4 : Ferraillage culée+semelle+pieux.

ANNEXE

Tableau 1:. Valeur de K_0 et K_1 pour Θ=0,69.

Thêta=0.65	***Alfa=0=> K0***								
e / Y	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
0	*0,1776*	*0,6223*	*1,0524*	*1,4121*	*1,575*	*1,412*	*1,052*	*0,622*	*0,178*
b/4	*-0,273*	*0,1624*	*0,6014*	*1,0347*	*1,412*	*1,614*	*1,518*	*1,257*	*0,952*
b/2	*-0,521*	*-0,169*	*0,1974*	*0,6014*	*1,052*	*1,518*	*1,895*	*2,067*	*2,155*
3b/4	*-0,669*	*-0,43*	*-0,169*	*0,1624*	*0,622*	*1,257*	*2,067*	*2,967*	*3,821*
b	*-0,788*	*-0,669*	*-0,521*	*-0,273*	*0,178*	*0,952*	*2,155*	*3,821*	*5,834*
Thêta=0.65	***Alfa=1=> K1***								
e / Y	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
0	*0,7485*	*0,8588*	*0,9965*	*1,1468*	*1,231*	*1,147*	*0,997*	*0,859*	*0,749*
b/4	*0,5289*	*0,633*	*0,7702*	*0,9493*	*1,147*	*1,282*	*1,252*	*1,156*	*1,065*
b/2	*0,3823*	*0,4734*	*0,5966*	*0,7702*	*0,997*	*1,252*	*1,456*	*1,507*	*1,501*
3b/4	*0,286*	*0,3648*	*0,4734*	*0,633*	*0,859*	*1,156*	*1,507*	*1,842*	*2,066*
b	*0,2171*	*0,286*	*0,3823*	*0,5289*	*0,749*	*1,065*	*1,501*	*2,066*	*2,734*

Tableau 2:. Valeur de K_0 et K_1 pour Θ=0,70.

Thêta=0.70	***Alfa=0=> K0***								
e / Y	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
0	*0,0216*	*0,5464*	*1,058*	*1,4938*	*1,696*	*1,494*	*1,058*	*0,546*	*0,022*
b/4	*-0,359*	*0,1095*	*0,5862*	*1,067*	*1,494*	*1,712*	*1,555*	*1,193*	*0,781*
b/2	*-0,511*	*-0,176*	*0,1798*	*0,5862*	*1,058*	*1,555*	*1,939*	*2,055*	*2,062*
3b/4	*-0,558*	*-0,379*	*-0,176*	*0,1095*	*0,546*	*1,193*	*2,055*	*3,025*	*3,928*
b	*-0,573*	*-0,558*	*-0,511*	*-0,359*	*0,022*	*0,781*	*2,062*	*3,928*	*6,246*
Thêta=0.70	***Alfa=1=> K1***								
e / Y	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
0	*0,708*	*0,8319*	*0,9923*	*1,1737*	*1,278*	*1,174*	*0,992*	*0,832*	*0,708*
b/4	*0,4808*	*0,5905*	*0,7407*	*0,9437*	*1,174*	*1,331*	*1,282*	*0,159*	*1,046*
b/2	*0,3342*	*0,4253*	*0,5535*	*0,7407*	*0,992*	*1,282*	*1,513*	*1,554*	*1,526*
3b/4	*0,2417*	*0,3171*	*0,4253*	*0,5905*	*0,832*	*1,159*	*1,554*	*1,931*	*2,167*
b	*0,1782*	*0,2417*	*0,3342*	*0,4808*	*0,708*	*1,046*	*1,526*	*2,167*	*2,94*

Tableau V 1 : Valeur de Kα pour une voie chargée.

	S	*L*	*Kα*
Poutre 05	*3,3257*	*3,83*	*0,868329*
Poutre 06	*4,6714*	*3,83*	*1,219687*
Poutre 07	*5,8276*	*3,83*	*1,521567*
Poutre 08	*6,1803*	*3,83*	*1,613655*

Tableau V 2 : Valeur de Kα pour deux chargées.

	S	*L*	*Kα*
Poutre 05	*7,3265*	*7,66*	*0,956462*
Poutre 06	*7,9992*	*7,66*	*1,044282*
Poutre 07	*8,0106*	*15,32*	*0,522885*
Poutre 08	*7,865*	*30,64*	*0,256691*

Tableau V 3 : Valeur de Kα pour Mc120.

	S	*L*	*Kα*
Poutre 05	*1,8562*	*2*	*0,9281*
Poutre 06	*2,3348*	*2*	*1,1674*
Poutre 07	*2,6405*	*2*	*1,32025*
Poutre 08	*2,9075*	*2*	*1,45375*

Tableau V 4 : Valeur de Kα pour D240.

	S	*L*	*Kα*
Poutre 05	*3,3481*	*3,2*	*1,046281*
Poutre 06	*3,7466*	*3,2*	*1,170813*
Poutre 07	*3,5715*	*3,2*	*1,116094*
Poutre 08	*3,1029*	*3,2*	*0,969656*

Tableau V 5 : Valeur de Kα pour Bc.

	Essieu	*Kα*	*Essieu*	*Kα*
Poutre 05	*2*	*0.78*	*4*	*0.915*
Poutre 06	*2*	*1.225*	*4*	*1.18*
Poutre 07	*2*	*1.68*	*4*	*1.3025*
Poutre 08	*2*	*2.445*	*4*	*1.4965*

Tableau V 6 : Valeur de Kα pour Bt.

	Essieu	*Kα*	*Essieu*	*Kα*
Poutre 05	*2*	*0.815*	*4*	*0.95*
Poutre 06	*2*	*1.225*	*4*	*1.14*
Poutre 07	*2*	*1.63*	*4*	*1.24*
Poutre 08	*2*	*1.995*	*4*	*1.295*

La surface S au droit de la surcharge et l'ordonnée L sont calculé à l'aide de logiciel AUTOCAD.

Tableau 3:. Evaluation des efforts sismiques sur la pile.

Dés	*N (MN)*	*VL (MN)*	*VT(MN)*	*FV*	*FH*	*MFV*	*MFHL*	*MFHT*
Pile	*0,94*	*1,48*	*0,76*	*0,00*	*6,75*	*0,00*	*10,0*	*5,16*
Séis Tab	*5,51*	*3,30*	*5,39*	*0,00*	*13,50*	*0,00*	*44,57*	*72,72*

Tableau 4:. Combinaison des directions sur la pile.

	EL	*ET*	*EV*	*E1*	*E2*	*E3*
VL (MN)	*3,62*	*0,00*	*0,00*	*3,62*	*1,08*	*1,08*
VT(MN)	*0,00*	*5,44*	*0,00*	*1,63*	*5,44*	*1,63*
ML	*45,67*	*0,00*	*0,00*	*45,67*	*13,70*	*13,70*
MT	*0,00*	*72,90*	*0,00*	*21,87*	*72,90*	*21,87*
N (MN)	*0,00*	*0,00*	*5,59*	*1,68*	*1,68*	*5,59*

Tableau 5:. Effort provenant du tablier.

	Rmax	*Rmin*
N (MN)=	*11,60*	*11,31*
V(MN)=	*0,28*	*0,27*
ML(MN)=	*3,80*	*3,63*

Tableau 6:. Effort provenant de la pile

Désig	*N (MN)*
Fûts	*1,79*
Chevetre	*0,95*
PP_p	*2,74*

Tableau 7:. Effort sismique sur la semelle. (pile)

N= 7,29 KN Poids de la semelle.

Kh =0,20

Kv = 0.3*Kh =0,60

V_L (MN)	1,46
V_T(MN)	1,46
M_L	1,60
M_T	1,60
N (MN)	0,44

Tableau 8:. Effort a la base de fondation. (Pile).

Dés	*N (MN)*	*V_L (MN)*	*V_T(MN)*	*Fv*	*Fh*	*M_{FV}*	*M_{FHL}*	*M_{FHT}*
Pile	*0,94*	*1,48*	*0,76*	*0*	*8,95*	*0,00*	*13,2*	*6,84*
Séis Tab	*5,51*	*3,30*	*5,39*	*0,*	*15,70*	*0,00*	*51,83*	*84,57*

Tableau 9:. Combinaison des directions sur semelle (pile)

	EL	*ET*	*EV*	*E1*	*E2*	*E3*
VL (MN)	*3,90*	*0,00*	*0,00*	*3,90*	*1,17*	*1,17*
VT(MN)	*0,00*	*5,63*	*0,00*	*1,69*	*5,63*	*1,69*
ML	*53,51*	*0,00*	*0,00*	*53,51*	*16,05*	*16,05*
MT	*0,00*	*84,86*	*0,00*	*25,46*	*84,86*	*25,46*
N (MN)	*0,00*	*0,00*	*5,61*	*1,68*	*1,68*	*5,61*

Tableau 10:. Effort provenant du tablier.

	Rmax	*Rmin*
N (MN)=	*11,60*	*11,31*
V(MN)=	*0,28*	*0,27*
ML(MN)=	*4,41*	*4,22*